

Rißgesetz für Stahlleichtbeton bei tiefen Temperaturen

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. U. Pusch

April 1988

Mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen wurde
diese Arbeit in dankenswerter Weise gefördert.

Erlaß vom 03.07.1985 - GZ: 2091 - BV4e - 19/85

Inhaltsverzeichnis

Rißgesetz für Stahlleichtbeton bei tiefen Temperaturen

1. Zielsetzung
2. Materialkennwerte des verwendeten Konstruktionsleichtbetons bei tiefen Temperaturen
 - 2.1 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte von LB bei TT
 - 2.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Materialkennwerte von LB bei TT
 - 2.3 Versuchsergebnisse, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von LB bei TT
 - 2.3.1 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT
 - 2.3.2 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT
 - 2.3.3 Elastizitätsmodul von LB bei TT
 - 2.3.4 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT
3. Materialkennwerte des verwendeten Bewehrungsstahls bei TT
4. Verbundverhalten von LB bei TT
 - 4.1 Einleitung
 - 4.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT
 - 4.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT
 - 4.4 Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT
 - 4.5 Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von LB bei TT; Gegenüberstellung
 - 4.5.1 Vorbemerkungen
 - 4.5.2 Einfluß tiefer Temperaturen
 - 4.5.4 Einfluß der Betonierrichtung
 - 4.5.4 Einfluß der Lage des Stabes
 - 4.5.5 Einfluß des Bügels
 - 4.5.6 Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Betonfeuchte
 - 4.6 Analytische Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT
 - 4.7 Zusammenfassung

- 5. Beanspruchung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben unter Längszugkraft bei TT
 - 5.1 Einleitung
 - 5.2 Versuchsprogramm
 - 5.3 Versuchskörper
 - 5.4 Baustoffe
 - 5.5 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper
 - 5.6 Versuchseinrichtung
 - 5.7 Meßverfahren und Messungen
 - 5.7.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Längskraftbeanspruchung
 - 5.7.2 Messung der Dehnungen
 - 5.7.3 Messung der Rißbreiten
 - 5.7.4 Rißdetektoren
 - 5.7.5 Messung der Temperaturen
 - 5.8 Versuchsdurchführung
 - 5.9 Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Längszugkraft
 - 5.9.1 Vorbemerkungen
 - 5.9.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I
 - 5.9.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Längszugkraft für Zustand I bei RT und TT
 - 5.9.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Längszugkraft für Zustand I
 - 5.9.5 Analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlbetonstäben für Zustand II
 - 5.10 Versuchsergebnisse
 - 5.10.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge der Längszugkraft
 - 5.10.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung
 - 5.10.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl - Versuchsergebnisse
 - 5.10.4 Normalkraft-Dehnungsverlauf
 - 5.10.5 Stahldehnungen entlang der Stabachse
 - 5.10.6 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Rißbildung
 - 5.10.7 Rißbildung
 - a) Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung
 - b) Entwicklung des Rißbildes
 - c) Rißabstände
 - d) Rißbreiten
 - 5.10.8 Tragfähigkeit der Versuchskörper

5.11 Berechnungsmodell

5.11.1 Vorbemerkungen

5.11.2 Zentrische Zugfestigkeit von Stahlleichtbetonstäben bei TT

5.11.3 Stahlspannungen vor und nach Erstrißbildung

5.11.4 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

a) Mittlere Dehnung

b) Dehnsteifigkeit

5.11.5 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

5.11.6 Rißbildung

a) Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

b) Rißbreiten

6. Zusammenfassung

7. Literatur

Verwendete Bezeichnungen

Allgemeines

RT	Raumtemperatur + 20 °C
TT	Tieftemperatur
ϑ	Temperatur

Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
c_b	Betondeckung
t_e	effektive Betondeckung

Bezogene Größen

μ	Bewehrungsgrad	$\mu = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_b} = \frac{A_s}{A_b}$
-------	----------------	-------------------------------------------------------

μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad
------------	--------------------------

Querschnittswerte

A_i	ideelle Querschnittsfläche
-------	----------------------------

Schnittgrößen

N	Normalzugkraft, angreifend in Querschnittsmitte
N_R^1	Normalkraft bei Erstrißbildung

Festigkeitskenngrößen

Stahl:

$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
β_s	Streckgrenze
A_{10}	Bruchdehnung
E_s	Elastizitätsmodul
σ_s	Stahlspannung
u_m	mittlere Feuchte des Betons

Beton:

E_b	Elastizitätsmodul auf Druck
β_c	Zylinderdruckfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit
β_Z	zentrische Zugfestigkeit
σ_b	Betonspannung
n	$n = E_s/E_b$

Bewehrung

A_s	Querschnittsfläche der gesamten Bewehrung
f_R	bezogene Rippenfläche
s	Stababstand

Verformungen

$\epsilon_{b\vartheta}$	freie thermische Dehnung des Betons
$\epsilon_{s\vartheta}$	freie thermische Dehnung des Stahls
$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$	reine thermische Zwangdehnung des Betons
$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$	reine thermische Zwangdehnung des Stahls
$\alpha_{b\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
$\alpha_{s\vartheta}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
ϵ_{sR}	Stahldehnung im Reißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ^I	Dehnung im Zustand I
ϵ^{II}	Dehnung im Zustand II
ϵ_{sm}	mittlere Stahldehnung = mittlere Dehnung ϵ_m

Spannungen

$\sigma_{s\vartheta z}$	innere thermische Zwangspannung des Stahls
$\sigma_{b\vartheta z}$	innere thermische Zwangspannung des Betons
σ^I	Spannung im Zustand I
σ^{II}	Spannung im Zustand II
σ_{sm}	mittlere Stahlspannung

Rißbildung

S_{Rm} mittlerer Rißabstand

S_{Rme} mittlerer Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild

$w_k = w_{95 \%}$ kritische Rißbreite, 95 %-Fraktile

w_m mittlere Rißbreite

l_1 Eintragungslänge

Steifigkeit

K_D Dehnsteifigkeit

K_{Di}^I Dehnsteifigkeit des ideellen Querschnitts im Zustand I

k_D $k_D = K_D / K_{Di}^I$ bezogene Dehnsteifigkeit

Verbund

l_v Verbundlänge

τ_v Verbundspannung

τ_{vu} Verbundfestigkeit

v Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl

A, B Koeffizienten des Verbundgesetzes

v_u Stabendverschiebung bei τ_{vu}

1. ZIELSETZUNG

Der alternative Energieträger Erdgas wird für die Bundesrepublik Deutschland in Zukunft zunehmende Bedeutung gewinnen. Um Erdgas wirtschaftlich transportieren und lagern zu können, wird es nach erprobter Technologie verflüssigt. Verflüssigtes Erdgas (LNG) besitzt allerdings unter atmosphärischem Druck die sehr tiefe Temperatur von rd. $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$. Für den Bau von Flüssiggasbehältern wird sich die Spannbetonbauweise durchsetzen, da sie in Stör- und Katastrophenfällen über eine hohe Rißzähigkeit und über ein überlegenes Sicherheitspotential verfügt. Die Ausführung von Lagerbehältern für das sehr kalte LNG stellt die Bauindustrie jedoch vor schwierige materialtechnische und konstruktive Probleme.

In den letzten Jahren beschränkten sich die Tieftemperaturuntersuchungen auf die Einzelbaustoffe Baustahl, Normalbeton, Bewehrungsstahl, Spannstahl sowie auf Bauteile aus bewehrtem Normalbeton. Die Tieftemperatureigenschaften von Konstruktionsleichtbeton sind dagegen noch wenig erforscht. Die folgenden Erläuterungen zeigen, daß sich gerade Konstruktionsleichtbeton für den Bau von Flüssiggasbehältern besonders gut eignet und auch eine wirtschaftliche Lösung darstellt:

1. Konstruktionsleichtbeton hat eine geringere Rohdichte als Normalbeton.
Durch die Anwendung von Konstruktionsleichtbeton sind Gewichtseinsparungen möglich, die sich besonders vorteilhaft auf die Konstruktion von Sicherheitsbehältern in Flüssiggastankern auswirken.
2. Aufgrund der niedrigeren Werte von Wärmeleitfähigkeit und Wärmedehnzahl gegenüber Normalbeton laufen im Leichtbeton die Temperaturreaktionen aus örtlich extremer Temperaturbeanspruchung (z.B. Feuer, Tieftemperaturschock) langsamer ab. Dabei stellen sich geringere Temperaturdehnungen ein, was wiederum zu geringeren Zwängungsspannungen aus den Lastfällen infolge von Temperatur zur Folge hat. Der Konstruktionsleichtbeton stellt damit eine thermisch trägere Masse gegenüber den erwähnten Störfällen dar.
3. Der im Vergleich zu Normalbeton niedrigere Elastizitätsmodul führt zu geringeren Zwängungsspannungen.

In einem gewissen Abstand vom Wandfuß des zylindrischen Innentanks herrscht im Regelbetrieb überwiegend Zugbeanspruchung (Ringzug) infolge LNG-Flüssigkeitsdruck vor. Dies gilt auch für den Außentank im Störfall der vollständigen Ringspaltfüllung mit LNG (globales Leck). In beiden hypothetischen Störfällen "globales Leck" oder "Aufreißen" des Innentanks kommt es zu einer einseitigen schockartigen Abkühlung der Außenwand. Der hieraus resultierende Aufbau tiefer Temperaturen bewirkt in der Außenwand in einem gewissen Abstand vom Wandfuß zentrische Zugzwangbeanspruchung.

In /3/ wurden zentrische Zugversuche an Versuchskörpern aus bewehrtem Normalbeton bei TT durchgeführt. In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über zentrische Zugversuche an Versuchskörpern aus Stahlleichtbeton berichtet. Auf Basis der Ergebnisse wird ein Berechnungsmodell für die Anwendung von Stahlleicht- und Spannleichtbeton bei tiefen Temperaturen entwickelt. Zur Entwicklung des Berechnungsmodells sind eingehende Kenntnisse über die Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Einzelbaustoffe Konstruktionsleichtbeton (LB) und Bewehrungsstahl sowie über das Zusammenwirken beider Baustoffe (Verbund) bei TT erforderlich. In /8/ wurden - aufbauend auf Versuchsergebnissen - TT-Materialgesetze für LB und Betonstahl entwickelt. Bei den Untersuchungen der vorliegenden Arbeit wurde der gleiche Bewehrungsstahl verwendet wie bei den Untersuchungen in /8/. Aus diesem Grunde wird hier auf die Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT nicht weiter eingegangen, sondern auf Abschnitt 3 von /8/ verwiesen. Entsprechend werden auch die TT-Materialgesetze von LB in kurzer Form behandelt. Es werden nur die für die Auswertung der Versuche erforderlichen TT-Eigenschaften von LB aufgeführt (Begleitversuche). Die Versuchsergebnisse werden mittels der in /8/ aufgeführten LB-Materialgesetze überprüft. Ausführlicher werden dagegen die Verbunduntersuchungen an LB bei TT behandelt. Entgegen der Antragstellung wurde das Versuchsprogramm "Verbundeigenschaften von normalgelagertem LB bei TT" des Berichtes "Zwangbeanspruchung von Stahlleichtbetonbauteilen infolge Kälteschock" (Erlaß vom 30.12.1985 - GZ: 2091 - BV 4 e - 41/85) mit in den vorliegenden Bericht aufgenommen. Damit soll in diesem Bericht durch Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse der Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die Verbundeigenschaften von LB bei TT herausgearbeitet werden.

Der zuvor genannte Bericht ist zur Zeit in Arbeit.

Im folgenden werden jene Fragen sowie deren Bedeutung zusammengestellt, ohne deren Beantwortung der Konstrukteur nicht in der Lage ist, LNG-Behälter-Bauteile sowohl flüssigkeits- und gasdicht als auch wirtschaftlich bemessen zu können:

- Sowohl der Innen- als auch der Außenbehälter werden bislang ohne Berücksichtigung der höheren Festigkeiten von Baustoffen und der Selbstvorspannung von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen infolge tiefer Temperaturen bemessen. Beim Innenbehälter ist dies berechtigt, da vor der Inbetriebnahme der Innenbehälter zur Dichtigkeitsprüfung bei Normaltemperaturen mit Wasser gefüllt wird. Dagegen kann beim Außenbehälter eine solche Bemessung zu einer zu geringen Auslegung der Oberflächenbewehrung führen, bedenkt man, daß sich im Störfall bei der Ausbildung des Tieftemperaturgradienten am sich verfestigenden Wandbauteil höhere Zwangsschnittgrößen einstellen können. Klaffende Risse können damit die Dichtigkeit wesentlich beeinträchtigen.

Es ist demnach ein Berechnungsmodell aufzustellen, mit dem das Tragverhalten sowie die Steifigkeit des Verbundquerschnitts Stahlleichts- bzw. Spannbeton unter Berücksichtigung der Baustoffverfestigung infolge tiefer Temperaturen und der Selbstvorspannung beschrieben werden kann.

- Zur Vermeidung von Schäden am Liner, dessen Befestigung und an Einbauteilen müssen die Verformungen unter Ansatz der wirklichkeitsnahen Dehnsteifigkeiten sicher abgeschätzt werden. Hierzu sind Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen zu formulieren.
- Eine der Hauptanforderungen, die an LNG-Behälter gestellt werden, ist deren Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit während und nach Störfällen. Wenige klaffende Risse mit großen Rißabständen können die Dichtigkeit nachteilig beeinflussen.

Es ist das Ziel dieses Vorhabens, unter Berücksichtigung der Parameter Prüftemperatur und Bewehrungsgrad die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbeton-Bauteilen bei tiefen Temperaturen zu studieren.

Zur Erhellung dieser bautechnisch wichtigen Fragen wird die vorliegende Forschungsarbeit im wesentlichen in die beiden folgenden Abschnitte unterteilt:

- Verbundeigenschaften von LB bei TT; Einfluß von: TT, Betonierrichtung, Lage des Stabes, Bügel, mittlere Betonfeuchte;
- Beanspruchung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben unter zentrischer Zugkraft bei TT.

2. MATERIALKENNWERTE DES VERWENDETEN KONSTRUKTIONSLEICHTBETONS BEI TT

2.1 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte von LB bei TT

Auf die Veränderung der Materialkennwerte vom Einzelbaustoff LB bei TT wurde in /8/ ausführlich eingegangen. In der vorliegenden Forschungsarbeit werden zwei Konstruktionsleichtbetone behandelt. Zum einen ein foliengelagerter LB mit vorgefeuchteten Leichtzuschlägen zur Herstellung der Ausziehkörper und der auf zentrischen Zug beanspruchten Versuchskörper, zum anderen ein normalgelagerter (+ 20 °C/65 % r.F.) LB mit ofentrockenen Leichtzuschlägen zur Herstellung der Ausziehkörper. Die Güte beider Konstruktionsleichtbetone entspricht einem LB 45. Mit der Wahl zweier Konstruktionsleichtbetone für die Ausziehversuche sollte die mittlere Betonfeuchte extrem variiert werden, um deren Einfluß auf das Verbundverhalten von LB bei TT zu klären. Für die zentrisch auf Zug beanspruchten Versuchskörper wurde einheitlich der foliengelagerte LB gewählt. Damit sollten die Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahlliner nachgebildet werden.

Die Zusammensetzung der untersuchten Konstruktionsleichtbetone sowie die wesentlichen mechanischen Eigenschaften bei RT sind den Tabellen 2.1 und 2.2 zu entnehmen.

Die Probekörper zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und des thermischen Dehnverhaltens bei TT waren zylinderförmig mit den Abmessungen $\varnothing = 8$ cm und $h = 16$ cm. Die Spaltzugfestigkeit wurde an Zylinderproben mit $\varnothing = 8$ cm und $h = 8$ cm ermittelt. Zur Herstellung der Begleitkörper sowie zur Versuchsdurchführung sei hier auf /8/, Abschn. 2.3 und 2.4 verwiesen.

2.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Materialkennwerte von LB bei TT

Es werden die folgenden mechanischen TT-Kennwerte für beide o.g. Konstruktionsleichtbetone ermittelt:

- thermische Dehnung (3 x) für den gesamten TT-Bereich von $\vartheta = + 20$ bis $- 170$ °C

- Zylinderdruckfestigkeit (je 3 x) für $\vartheta = + 20, - 80, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Spaltzugfestigkeit (je 3 x) für $\vartheta = + 20, - 80, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Elastizitätsmodul (je 2 x) für $\vartheta = + 20, - 80, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Die Klammerwerte geben die Anzahl der Prüfungen je Prüftemperatur an.

2.3 Versuchsergebnisse, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von LB bei TT

2.3.1 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT

Das Bild 2.1 zeigt für die dieser Arbeit zugrunde liegenden Konstruktionsleichtbetone die Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit von der Temperatur im Alter von ca. 150 Tagen. Die Zylinderdruckfestigkeit nimmt unabhängig von der Lagerungsart bzw. mittleren Feuchte von ca. 55 N/mm² bei RT auf ca. 90 N/mm² bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ zu. Zusätzlich ist im Bild 2.1 das Berechnungsergebnis nach Gl. (2.1) von /8/ mit aufgenommen. Die Rechenwerte liegen bei TT oberhalb der Meßwerte. Auch bei den Untersuchungen in /6/ und /8/ wurde festgestellt, daß die Streubreite der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit bei TT beträchtlich ist. Ein Vergleich zeigt, daß die Meßwerte gemäß Bild 2.1 im unteren Bereich der ermittelten Streubreite in /8/ liegen.

2.3.2 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT

Im Bild 2.2 sind für die hier verwendeten Konstruktionsleichtbetone die gemessenen Spaltzugfestigkeitswerte bei TT aufgetragen. Das Betonalter betrug ebenfalls ca. 150 Tage. Die Spaltzugfestigkeit des feuchteren LB liegt unterhalb der Spaltzugfestigkeit des LB mit geringerer Feuchte. Die absolute Festigkeitssteigerung infolge TT ist weitgehend unabhängig von der mittleren LB-Feuchte /8/. Das Rechenergebnis nach Gl. (2.4) von /8/ beschreibt zutreffend das Versuchsergebnis (Bild 2.2).

2.3.3 Druck-Elastizitätsmodul von LB bei TT

Der Druck-Elastizitätsmodul im Alter von ca. 150 Tagen wächst unabhängig von der mittleren Feuchte von ca. 20.000 N/mm² bei RT auf ca. 30.000 N/mm² bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (Bild 2.3). Das ebenfalls dargestellte Berechnungsergebnis zeigt, daß mit der Gl. (2.7) von /8/ eine gute Beschreibung des Elastizitätsmoduls im Tieftemperaturbereich gelingt.

2.3.4 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT

Das thermische Dehnverhalten von LB bei TT ist von entscheidender Bedeutung für den inneren thermischen Zwang von Stahlleichtbetonstäben. Hierauf wird in Abschnitt 5.9 eingegangen. In den Bildern 2.4 und 2.5 ist die thermische Dehnung der hier verwendeten Konstruktionsleichtbetone unterschiedlicher Feuchte dargestellt (Betonalter ca. 150 Tage). Der prinzipielle Verlauf der thermischen Dehnung ist in /6, 7, 8/ näher beschrieben. Die Bilder 2.4, 2.5 zeigen deutlich den Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf den Expansionsvorgang. Während die Probe mit der mittleren Feuchte $u_m = 12,8 \%$ eine Expansion von ca. $0,6 \text{ ‰}$ aufweist, zeigt die Probe mit $u_m = 7,0 \%$ keine nennenswerte Expansion.

Die thermische Dehnung der feuchten Probe hat einen Maximalwert von ca. $+ 0,4 \text{ ‰}$ bei $\vartheta = - 60 \text{ °C}$. Die thermische Dehnung der Probe mit geringerer Feuchte ist dagegen im gesamten Tieftemperaturbereich negativ. Eine befriedigende analytische Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von LB gelingt z. Z. noch nicht /6, 7, 8/.

3. MATERIALKENNWERTE DES VERWENDETEN BEWEHRUNGSSTAHLS BEI TT

Für die Verbunduntersuchungen sowie für die Untersuchungen an zentrisch gezogenen Stahlleichtbetonstäben wurde einheitlich ein handelsüblicher Betonstahl BSt 420/500 RU mit einem Nenndurchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ verwendet. Dieser Betonstahl wurde auch in die biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäbe von /8/ eingebaut. In /8/ werden alle wesentlichen Materialkennwerte sowie die entsprechenden Materialgesetze ausführlich behandelt, so daß in der vorliegenden Forschungsarbeit auf Abschnitt 3 von /8/ verwiesen werden kann.

4. VERBUNDVERHALTEN VON LB BEI TT

4.1 Einleitung

Die Wirkungsweise der Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlleichtbeton beruht auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- bzw. Spannstahl und dem diesen umgebenden Konstruktionsleichtbeton bzw. Einpreßmörtel. Zur Zeit liegen zahlreiche Forschungsarbeiten vor,

die sich ausschließlich mit dem Zusammenwirken von Normalbeton und Bewehrung bei TT befassen /2, 10, 30, 41, 61/. In /8/ wurden erste Tieftemperaturergebnisse zum Verbundverhalten von LB vorgestellt.

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl wird durch folgende drei Anteile charakterisiert: Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund /58/. Der Haftverbund ist der bei sehr kleinen Relativverformungen geleistete Verbundanteil. Bei bis zur Verbundfestigkeit τ_{vu} wachsender Beanspruchung übernimmt der Scherverbund die Krafteinleitung vom Stahl in den Beton. Nach weiterer Laststeigerung über die Verbundfestigkeit hinaus besteht der Verbundwiderstand nur noch aus Reibungskräften.

In /58/ wurden diese Zusammenhänge eingehend erforscht. Liegt die Beziehung zwischen der Verbundspannung τ_v und der Relativverschiebung v zwischen Stahl und Beton vor (Grundgesetz des Verbundes), so lassen sich die Verteilung von Verbund- und Stahlspannungen durch Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes ermitteln. In der Regel wird das o.g. Grundgesetz des Verbundes in der Form einer Potenzfunktion beschrieben /19, 58, 62/.

Im vorliegenden Abschnitt wird zunächst anhand von Ausziehversuchen das Verbundverhalten von LB bei TT bei unterschiedlichen Prüfparametern untersucht. Anschließend werden die Einflüsse dieser Prüfparameter auf das TT-Verbundverhalten von LB zusammengestellt. Schließlich wird ein TT-Verbund-Grundgesetz vorgestellt, mit dem ein Rißgesetz sowie die analytische Beschreibung des Stahlspannungsverlaufs neben Rissen von zentrisch gezogenen Stahlleichtbetonstäben entwickelt wird (s. Abschn. 5.11.4, 5.11.5).

4.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT

Aus der Vielzahl der möglichen Parameter, die das Verbundverhalten beeinflussen, konnte nur eine geringe Auswahl getroffen werden. Es schien im Rahmen dieser Forschungsarbeit wesentlich, zunächst den Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten von LB zu klären. Darüber hinaus soll der Einfluß der Betonierrichtung, Stablage, Lagerung bzw. mittlere Betonfeuchte sowie einer Querbewehrung (Bügel) auf die mittleren Verbundspannungen bei

TT untersucht werden. Betongüte und Bewehrungsstahl wurden einheitlich gewählt. Im folgenden werden die gewählten Versuchsparameter sowie wesentliche das Verbundverhalten charakterisierende Merkmale zusammengestellt:

- Prüftemperatur: $\vartheta = + 20, - 80, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Verbundlänge: $l_v = 3 d_s$
- LB-Güte: LB 45
- mittlere LB-Feuchte: $u_m = 12,8 \%$ (versiegelt in Folie, vorgefeuchtete Leichtzuschläge)
 $u_m = 7,0 \%$ (+ 20 °C/65 % r.F., ofentrockene Leichtzuschläge)
- Alter: ca. 150 Tage
- Bewehrungsstahlgüte: BSt 420/500 RU, $d_s = 16 \text{ mm}$
- bezogene Rippenfläche: $f_R = 0,072$
- Lage des Bewehrungsstahls im Probekörper: mittig, Randlage, Ecklage
- Betonierrichtung: Betonierrichtung in Stabziehrichtung, Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung
- Querbewehrung: ohne Bügel, mit Bügel

Bei den Prüftemperaturen $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ und $- 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ wurden in der Regel drei Versuche durchgeführt; bei der Prüftemperatur $\vartheta = - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$ auszugsweise ein Versuch. In der Tabelle 4.1 sind die Versuchsparameter sowie die Ausbildung der Probekörper zusammengestellt.

4.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT

Über die verwendeten Baustoffe wurde schon in Abschnitt 2.1 und 4.2 berichtet. Detaillierte Angaben zu den gewählten Konstruktionsleichtbetonen werden in den Tabellen 2.1 und 2.2 gemacht.

Als Probekörper wurden kubische Betonkörper mit einer Seitenlänge von 20 cm gewählt. Die Ausbildung der Probekörper entspricht den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP, vgl. /63/. Danach beträgt der Durchmesser des Probekörpers

etwa das Zehnfache des Durchmessers des Bewehrungsstahls und die verbundfreie Vorlänge $5 d_s$. Die Verbundlänge l_v sollte gemäß /63/ ebenfalls $5 d_s$ betragen. In Vorversuchen an Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge $l_v = 4 d_s, 5 d_s$ konnte festgestellt werden, daß die Verbundfestigkeit von LB bei TT zum Teil in dem Maß gesteigert wird, daß der Stahl die Streckgrenze erreicht. Mehrere TT-Vorversuche mit $l_v = 4 d_s, 5 d_s$ mußten vorzeitig abgebrochen werden, um nicht durch einen plötzlichen Bruch des Stahls das Meßgestänge zu zerstören. Aus diesem Grunde wurde die Verbundlänge l_v auf $3 d_s$ festgelegt. Die verbundfreie Länge am oberen lastfreien Stabende betrug ca. $4 d_s$. Damit hatten die Probekörper die in der Tabelle 4.1 angegebenen Abmessungen. Zum Teil erhielten die Probekörper einen Bügel als Querbewehrung, um dessen Einfluß auf das Verbundverhalten von LB bei TT zu klären. Der Bügeldurchmesser betrug $d_s = 8 \text{ mm}$; der Bügel wurde senkrecht zur Stabziehrichtung in der Mitte der Verbundlänge ($l_v = 3 d_s$) angeordnet.

Die vorgesehenen Probekörper wurden in einer speziell für diese Versuche entwickelten Stahlschalung hergestellt. Die Probekörper mit der Betonierrichtung in Stabziehrichtung wurden stehend hergestellt, die Probekörper mit der Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung liegend. Nach dem Betonieren lagerten die Probekörper beider Konstruktionsleichtbetone sieben Tage unter feuchten Tüchern in der Schalung. Anschließend wurden sie ausgebaut und entsprechend den vorgesehenen Bedingungen ca. 150 Tage bis zur Versuchsdurchführung zum einen bei $+ 20 \text{ °C}$ versiegelt in Folie in der Prüfhalle ($u_m = 12,8 \%$), zum anderen offen im Klimaraum bei $+ 20 \text{ °C} / 65 \%$ r.F. gelagert ($u_m = 7,0 \%$). Durch die Versiegelung in Folie wurde der Feuchtehaushalt der Probekörper während der Lagerungsdauer nicht verändert.

Mittels zweier gesondert hergestellter Probekörper wurde für beide Konstruktionsleichtbetone die Abkühlgeschwindigkeit festgelegt. In den Probekörpern können bei einer Abkühlung dann erhebliche Eigenspannungen entstehen, wenn infolge einer zu großen Abkühlgeschwindigkeit zwischen Probenoberfläche und -zentrum große Temperaturdifferenzen auftreten. Zur Minimierung dieser Temperaturdifferenz war es daher erforderlich, eine zulässige Abkühlgeschwindigkeit festzulegen. Dazu wurde für beide Konstruktionsleichtbetone an einem entsprechend instrumentierten Ausziehkörper das sich bei Abkühlung zeitlich verändernde Temperaturfeld an 18 Meßstellen kontinuierlich aufgezeichnet.

Die Vorversuche an den beiden Temperaturprobekörpern ergaben die folgenden Abkühlgeschwindigkeiten:

a) für die versiegelten Probekörper:

$$\dot{\vartheta} = 0,1 \text{ }^{\circ}\text{K/Min. im Bereich } + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\dot{\vartheta} = 0,2 \text{ }^{\circ}\text{K/Min. im Bereich } - 80 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

b) für die normalgelagerten Probekörper:

$$\dot{\vartheta} = 0,07 \text{ }^{\circ}\text{K/Min. im Bereich } + 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\dot{\vartheta} = 0,15 \text{ }^{\circ}\text{K/Min. im Bereich } - 80 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

In den Bildern 4.1 bis 4.4 sind für ausgewählte Temperaturstufen die Temperaturfelder aufgetragen.

Bei der Abkühlung stellten sich die folgenden maximalen Temperaturdifferenzen zwischen Probekörperoberfläche und -zentrum ein:

a) bei dem versiegelten Probekörper:

$$\Delta \vartheta = 8 \text{ }^{\circ}\text{K im Querschnitt senkrecht zur Stabachse (Schnitt A-A)}$$

$$\Delta \vartheta = 18 \text{ }^{\circ}\text{K in der räumlichen Diagonalen zur Ecke (Schnitt B-B)}$$

b) bei dem normalgelagerten Probekörper:

$$\Delta \vartheta = 11 \text{ }^{\circ}\text{K im Querschnitt senkrecht zur Stabachse (Schnitt A-A)}$$

$$\Delta \vartheta = 23 \text{ }^{\circ}\text{K in der räumlichen Diagonalen zur Ecke (Schnitt B-B)}$$

Nach überschläglichen Berechnungen sind die Eigenspannungen infolge dieser Temperaturgradienten gering.

4.4 Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Verbundeigenschaften von LB bei TT

Die Versuchseinrichtung ist eingehend in Abschnitt 4.4 von /8/ beschrieben, so daß hier auf diese Ausführungen verwiesen sei.

4.5 Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von LB bei TT

4.5.1 Vorbemerkungen

Zur Beschreibung der Versuchsergebnisse werden je Versuchsserie die folgenden Darstellungen gewählt:

- die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei den gewählten Prüftemperaturen $\vartheta = +20, -80, -170\text{ °C}$ in halblogarithmischer Achsenteilung

$$\tau_v(\vartheta) = f(v)$$

- die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v) = f(\vartheta)$$

- Die auf der Verbundfestigkeit τ_{vu} bei $\vartheta = +25\text{ °C}$ bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v) / \tau_{vu}(+20\text{ °C}) = f(\vartheta)$$

- die maximale Stabendverschiebung (= zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung) in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

$$v_u(\vartheta) = f(\vartheta)$$

- die auf $+20\text{ °C}$ bezogene maximale Stabendverschiebung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

$$v_u(\vartheta) / v_u(+20\text{ °C}) = f(\vartheta)$$

- auszugsweise die auf die Tieftemperatur-Zylinderdruckfestigkeit, -Spaltzugfestigkeit und den -Elastizitätsmodul bezogene Verbundspannung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen

$$\tau_v(\vartheta, v) / \beta_c(\vartheta) = f(\vartheta)$$

$$\tau_v(\vartheta, v) / \beta_{SZ}(\vartheta) = f(\vartheta)$$

$$\tau_v(\vartheta, v) / E_b(\vartheta) = f(\vartheta)$$

4.5.2 Einfluß tiefer Temperaturen

In den Bildern 4.5 bis 4.13 sind die mittleren Ergebnisse der Verbundspannungs-Stabendverschiebungs-Kurven (τ_v -v-Kurven) sämtlicher Ausziehversuche für die Prüftemperaturen $\vartheta = + 20, - 80, - 170$ °C dargestellt. Auf das zusätzlich eingetragene Berechnungsergebnis wird in Abschnitt 4.6 eingegangen.

Zunächst wird der grundsätzliche Verlauf der τ_v -v-Kurven beschrieben. Bis zu Stabendverschiebungen von ca. $v = 0,005$ bis $0,01$ mm ist die Veränderung der Verbundspannungen mit abnehmender Temperatur relativ gering. Bei größeren Stabendverschiebungen ($v \geq 0,1$ mm) ist ein deutlicher Anstieg der Verbundspannungen bei Temperaturabsenkung festzustellen. Die maximal aufnehmbare Verbundspannung, die Verbundfestigkeit, nimmt bei fallenden Temperaturen deutlich zu. Da die Ausziehversuche kolbenweggesteuert wurden, kann der Verlauf der τ_v -v-Kurven nach dem Erreichen der Verbundfestigkeit erfaßt werden; die τ_v -v-Kurve geht in den Bereich über, in dem die Verbundwirkung allein auf Reibungskräften beruht.

Die Ausziehversuche ergaben die folgenden Versagensarten: Gleitbruch, schlagartiges Versagen durch Gleitbruch, Riß an der Oberfläche, Sprengbruch. Der Gleitbruch ist durch progressiv zunehmende Stabendverschiebung bei weiter abnehmender Verbundspannung charakterisiert. Der Bewehrungsstab wird aus dem Probekörper herausgezogen. Beim schlagartigen Versagen durch Gleitbruch existiert der Bereich, in dem die Verbundwirkung allein auf Reibungskräften beruht, nicht mehr. Die Probekörper versagen schlagartig durch großen Zuwachs der Stabendverschiebungen. Zum Teil waren Risse an der Probekörperoberfläche sichtbar; die Probe zerfiel beim Bruch aber noch nicht in einzelne Probenteile. Der Sprengbruch kennzeichnet dagegen das deutliche Auseinanderbrechen der Probekörper.

Bei $\vartheta = + 20$ °C und $- 80$ °C wird in nahezu allen Fällen der fehlende Kurvenverlauf des Gleitreibungsbereiches erreicht. Zum Teil versagten die Probekörper in diesem Bereich jedoch durch Rißbildung an der Probekörperoberfläche und durch Sprengbruch. Bei $\vartheta = - 170$ °C herrschen die spröden Versagensarten vor. Der Übergang von Gleitbruch zu Sprödbbruch ist neben

der Temperatur weitgehend von der Lage des Bewehrungsstabes im Betonquerschnitt und der mittleren Betonfeuchte abhängig. Hierauf wird noch in den folgenden Abschnitten eingegangen.

Bei $\vartheta = + 20, - 80$ °C lassen sich die τ_v -v-Kurven als geschlossene Linien darstellen. Bei $\vartheta = - 170$ °C fällt ein verändertes Verbundverhalten auf. Ab Stabendverschiebungen von $v = 0,02$ mm rutscht der Bewehrungsstab schlagartig. Anschließend kann wieder ein Anstieg der Verbundspannungen beobachtet werden. Die Verschiebungssprünge treten ab einer Verbundspannung $\tau_v \approx 10$ N/mm² auf und betragen im allgemeinen ca. 0,01 bis 0,10 mm. In /41/ wird diese Erscheinung näher untersucht. Hiernach sind die Verschiebungssprünge auf veränderte Verformungsmechanismen in der Verbundzone zurückzuführen. Die Verschiebungssprünge werden nach /41/ wie folgt gedeutet: Infolge steigender Beanspruchung kommt es zu örtlichen Gefügestörungen des Betons unter den Rippen des Bewehrungsstabes. Bei weiterer Laststeigerung bilden sich Längsrisse, die sich vom Bewehrungsstab nach außen entwickeln. Die Ribbildung erfolgt bei RT durch stetigen Zusammenschluß von Mikrorissen allmählich. Bei TT dagegen entstehen die Verbundrisse schlagartig. Die plötzliche Verweichung der Verbundzone führt zu einer plötzlichen Verschiebungszunahme. Weitere Einzelheiten sind der o.g. Arbeit zu entnehmen.

Die Bilder 4.14 bis 4.22 zeigen die Verbundspannungen sowie die auf die Verbundfestigkeit bei $\vartheta = + 20$ °C bezogenen Verbundspannungen von LB im Tieftemperaturbereich bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen. Bei den Absolutwerten der Verbundspannungen sind die Mittelwerte aller Versuchsergebnisse sowie die Streubreite eingezeichnet (nur bei $\vartheta = + 20$ °C, $- 170$ °C). Haftverbund und Verbundspannungen bei Stabendverschiebungen bis ca. 0,01 mm werden durch TT nur geringfügig gesteigert. Wie schon erwähnt, findet bei Stabendverschiebung $v \geq 0,1$ eine deutliche Versteifung des Verbundes (Scherverbund) infolge fehlender Temperaturen statt. Der Anstieg der gemessenen Verbundfestigkeit bei $\vartheta = - 170$ °C, bezogen auf die RT-Verbundfestigkeit, beträgt je nach Ausbildung der Probekörper und der mittleren Feuchte ca. 150 bis 240 %. Weitere Ausführungen hierzu sind den folgenden Abschnitten zu entnehmen.

Die Bilder 4.23 bis 4.31 beschreiben das Verformungsvermögen der Verbundzone von LB bei TT, ausgedrückt durch die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit. Es fällt auf, daß die maximalen Stabendverschiebungen bei $\vartheta = -80\text{ °C}$ bei nahezu allen Probekörpern oberhalb der Stabendverschiebungen bei $\vartheta = +20\text{ °C}$ und -170 °C liegen. Eine ähnliche Beobachtung wurde auch in /8/ gemacht. Die maximale Stabendverschiebung beträgt maximal ca. 180 % des RT-Wertes. Bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ fällt die maximale Stabendverschiebung unter den entsprechenden RT-Wert. Bei dieser Temperatur versagten sämtliche Probekörper spröde.

In den Bildern 4.32 bis 4.37 wird der Zusammenhang zwischen den Verbundspannungen einerseits und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul andererseits bei TT überprüft. Auszugsweise ist das Ergebnis nur für zwei Probekörper unterschiedlicher Feuchte dargestellt. Es wird deutlich, daß eine Proportionalität zwischen den Verbundspannungen von LB bei TT und den genannten Materialkennwerten - unabhängig von den Stabendverschiebungen - nicht besteht. In allen Fällen ist der Anstieg der Verbundspannungen im Tieftemperaturbereich höher als der Anstieg der o.g. Materialkennwerte. Ein entsprechendes Ergebnis ergibt auch die Auswertung der übrigen Probekörper.

4.5.3 Einfluß der Betonierrichtung

In den Bildern 4.38 und 4.39 ist der Einfluß der Betonierrichtung auf den τ_v -v-Verlauf von LB bei TT dargestellt. Es wird deutlich, daß - unabhängig von der mittleren Feuchte - die Verbundsteifigkeit der Probekörper mit der Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung bei RT kleiner ist als die Verbundsteifigkeit der Probekörper mit der Betonierrichtung in Stabziehrichtung. Dies ist auf Hohlraumbildung und Wasseransammlung unter Stäben, die beim Betonieren waagerecht liegen, infolge Sedimentation des Frischbetons zurückzuführen. Bei $\vartheta = -80$ und -170 °C ist der Einfluß der Betonierrichtung nicht mehr so deutlich ausgeprägt wie bei RT. Diese Beobachtung ist auf das Gefrieren der Wasseransammlung unter Stäben zurückzuführen. Durch die Eisbildung wird die "Schwachstelle" quasi behoben.

Entsprechend ist auch die Verbundfestigkeit der Probekörper mit beim Betonieren waagrecht liegenden Stäben bei RT deutlich geringer als bei den Probekörpern mit beim Betonieren senkrecht stehenden Stäben. Bei $\vartheta = -80$ und -170 °C sind diese Unterschiede aus den zuvor genannten Gründen wesentlich kleiner (s. Bilder 4.14, 4.15, 4.19 und 4.20). Weitere deutliche Einflüsse der Betonierrichtung auf das Verbundverhalten von LB bei TT sind nicht erkennbar.

4.5.4 Einfluß der Lage des Stabes

Die Bilder 4.40 und 4.42 zeigen die gemessenen τ_v -v-Kurven in Abhängigkeit von der Lage des Stabes im Probekörper. Es werden die Ergebnisse für zentrische Stablage und Randlage des Bewehrungsstabes verglichen. In beiden Fällen ist die Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung. Die Verbundsteifigkeit versiegelter Probekörper ist bei Randlage bei allen Temperaturen geringfügig größer als bei zentrischer Lage (Bild 4.40). Dies ist auf das im Abschnitt 4.5.3 beschriebene Absetzen des Frischbetons unter dem Bewehrungsstab zurückzuführen, das bei zentrischer Stablage stärker ausgeprägt ist als bei Randlage. Bei den normalgelagerten Probekörpern dagegen ist die Verbundsteifigkeit bei Randlage deutlich kleiner als bei zentrischer Lage, insbesondere bei TT. Diese Beobachtung läßt sich wie folgt erklären: Nach ca. 150 Tagen Normallagerung zeigten die Probekörper feine Schwindrisse an der Betonoberfläche. Nach der Abkühlung der Probekörper auf die Prüftemperatur konnte beobachtet werden, daß sich die Schwindrisse infolge der Abkühlung weiter geöffnet hatten. Der Einfluß dieser Schwindrißbildung auf die Verminderung der Verbundsteifigkeit bei Randlage der Bewehrung ist wesentlich größer als bei zentrischer Lage. Der den Randstab umgebende Betonzugring wird durch die Schwindrisse entsprechend stärker beeinträchtigt als der den zentrischen Stab umgebende Betonzugring.

Die Verbundfestigkeit ist unabhängig von der Betonfeuchte bei Randlage des Stabes deutlich kleiner als bei zentrischer Stablage. Entsprechendes gilt auch für die auf $\vartheta = +20$ °C bezogene Verbundfestigkeit bei TT (Bilder 4.15, 4.16, 4.20, 4.21).

Die maximale Stabendverschiebung ist in allen Fällen bei Randlage kleiner als bei zentrischer Stablage. Dieser Einfluß ist bei den versiegelten Probekörpern wesentlich stärker ausgeprägt als bei den normalgelagerten. Diese Erscheinung resultiert ebenfalls aus der Schwächung der Verbundzone infolge Schwindrißbildung bei den normalgelagerten Probekörpern.

Unabhängig von der mittleren Feuchte und der Prüftemperatur versagen die Probekörper mit Randlage des Stabes gegenüber der zentrischen Stablage zunehmend durch Sprödbbruch.

Im Bild 4.41 ist der Einfluß von Rand- und Ecklage des Bewehrungsstabes auf das Verbundverhalten von versiegelten LB bei TT dargestellt. Die Probekörper erhielten als Querbewehrung einen Bügel mit $d_s = 8 \text{ mm}$. Es fällt auf, daß die Verbundsteifigkeit der verbügelten LB-Probekörper für alle Prüftemperaturen bei Ecklagen des Bewehrungsstabes größer ist als bei Randlage. Dies ist bei den gewählten Stablagen vermutlich auf die unterschiedliche Wirkung der Bügel auf die Verbundsteifigkeit von LB zurückzuführen. Weitere Ausführungen zum Einfluß einer Querbewehrung auf das Verbundverhalten von LB bei TT sind dem folgenden Abschnitt 4.5.5 zu entnehmen.

4.5.5 Einfluß des Bügels

Die Bilder 4.43 und 4.44 zeigen die τ_v -v-Kurven von versiegeltem und normalgelagertem LB bei Randlage des Bewehrungsstabes in Abhängigkeit von einer Querbewehrung. In allen Fällen ist eine Erhöhung der Verbundsteifigkeit infolge einer Querbewehrung festzustellen. Die Erhöhung der Verbundsteifigkeit ist bei normalgelagerten LB deutlich mehr ausgeprägt als beim versiegelten LB. Die unterschiedliche Versteifung des Verbundes ist auf die beobachtete Schwindrißbildung in den normalgelagerten Probekörpern zurückzuführen.

Eine Verbügelung kann eine Rißbildung an der Probekörperoberfläche bzw. einen Sprengbruch nicht verhindern. Bei den unverbügelten Probekörpern bedeuten diese Versagensarten das Versuchsende; eine weitere Laststeigerung ist nicht möglich. Die verbügelten Probekörper sind dagegen nach dem Einreißen bzw. dem Reißen des Betonzugringes weiter belastbar. Die Verbundfestigkeit des verbügelten Probekörpers liegt oberhalb der Verbundspannung, bei der der Betonzugring einreißt bzw. reißt. Bei einigen Probekörpern ist die zum Einreißen bzw. Reißen zugehörige Verbundspannung an einer Knickstelle der τ_v -v-Kurve abzulesen. Den Ausführungen zuvor entsprechend sind die Verbundfestigkeiten der versiegelten und normalgelagerten Probekörper bei allen Prüftemperaturen bei einer Verbügelung deutlich größer als bei fehlender Verbügelung. Weiterhin wird deutlich, daß die Verbügelung die maximale Stabendverschiebung anhebt. Die unverbügelten Probekörper fielen infolge Sprengbruch in Einzelteile auseinander. Bei den verbügelten Probekörpern war dagegen im

wesentlichen eine Rißbildung an der Oberfläche festzustellen; diese Probekörper wurden beim Versagen durch die Querbewehrung quasi zusammengehalten.

Wie schon im Abschnitt 4.5.4 beschrieben, ist die Verbundsteifigkeit von versiegelten Probekörpern mit Verbügelung bei Ecklage des Bewehrungsstabes für alle Prüftemperaturen größer als bei Randlage. Vermutlich ist diese Erscheinung auf eine qualitativ bessere Durchsetzung des Betonzugrings bei Ecklage zurückzuführen. Zur endgültigen Klärung sind hier allerdings noch weitere Untersuchungen erforderlich.

4.5.6 Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Betonfeuchte

In den Bildern 4.45 und 4.46 sind die τ_v -v-Kurven der Probekörper mit zentrischer Bewehrungsstablage für unterschiedliche Prüftemperaturen in Abhängigkeit von der mittleren Betonfeuchte aufgetragen. Die Verbundsteifigkeit von LB höherer Feuchte ist bei allen Prüftemperaturen größer als die Verbundsteifigkeit von LB mit geringerer Feuchte. Es kann davon ausgegangen werden, daß die zuvor beschriebene Schwindrißbildung dieses Ergebnis - festgestellt an Probekörpern mit zentrischer Stablage - nicht beeinträchtigt, da die Schwindrißbildung nur die äußerste Betonrandzone schädigt. Die Verbundfestigkeit ist bei RT weitgehend unabhängig von der mittleren Betonfeuchte. Bei TT ist dagegen die Verbundfestigkeit von LB mit einer höheren Feuchte größer als die Verbundfestigkeit von einem LB geringerer Feuchte (Bilder 4.45, 4.46). Die Ursache hierfür liegt in der größeren Menge gefrierbaren Wassers eines LB mit höherer Feuchte. Die Eisbildung verstärkt die tragenden Betonkonsolen unter den Rippen des Bewehrungsstabes. Ein eindeutiger Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die maximale Stabendverschiebung ist nicht erkennbar.

Ein ähnliches Versuchsergebnis zum Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf das Verbundverhalten von LB bei TT zeigen die Bilder 4.47 und 4.48, in denen die τ_v -v-Kurven für Probekörper mit Randlage des Bewehrungsstabes aufgetragen sind. Im Vergleich zu den Bildern 4.45 und 4.46 fällt bei diesen Probekörpern ein wesentlich größerer Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die Verbundsteifigkeit von LB auf, insbesondere bei TT. Die maximalen Stabendverschiebungen der normalgelagerten Probekörper sind größer als die der versiegelten Probe-

körper. Dies ist wiederum auf die Schwindrißbildung mit weiter aufgehenden Rissen bei der Abkühlung der Probekörper zurückzuführen. Die Rißbildung beeinträchtigt hier die randnahe Verbundzone.

4.6 Analytische Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT

In der Regel wird der Zusammenhang von Verbundspannung und Stabendverschiebung mittels der beiden folgenden Potenzfunktionen beschrieben /62, 19/:

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k_0 + k_1 \cdot v^m \quad (4.1)$$

bzw. bei Vernachlässigung des ohnehin kleinen Haftspannungsanteils k_0

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k \cdot v^m \quad (4.2)$$

Ein Nachteil bei der Anwendung dieser Funktionen besteht darin, daß sie kein Maximum haben. Der Beanspruchungsbereich unmittelbar vor Erreichen der Verbundfestigkeit und der abfallende Ast der τ_v - v -Kurven können demnach mit diesen Funktionen nicht zutreffend beschrieben werden. Für den baupraktisch interessierenden Bereich bis zur Stabendverschiebung $v = 0,3 \text{ mm}$ (Gebrauchszustand) gelingt allerdings mit den o.g. Funktionen eine gute Anpassung an die Versuchsergebnisse.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT wird von dem Ansatz nach Gl. (4.2) ausgegangen, da gemäß der Versuchsergebnisse die Haftspannungen des LB bei TT vernachlässigbar klein sind. Darüber hinaus wird mit Gl. (4.2) in /19/ ein Ansatz vorgestellt, für den eine geschlossene Lösung für die Ermittlung der Einleitungslänge existiert. Hierauf wird in Abschnitt 5.11.4 eingegangen.

Da nach Abschnitt 4.5.2 eine Proportionalität zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Verbundspannung von LB bei TT nicht vorliegt, wird der Ansatz nach Gl.(4.2) zur Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT wie folgt modifiziert:

$$\tau_v(\vartheta) = A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)} \quad (4.3)$$

In den Bildern 4.5 bis 4.13 wird das Ergebnis der Kurvenanpassung der mittleren gemessenen τ_v -v-Kurve gegenübergestellt. Die Kurvenanpassung erfolgte ebenfalls für das mittlere Versuchsergebnis. Die rechnerischen Verbundspannungen sind im baupraktisch interessierenden Bereich der Stabendverschiebungen $v = 0,01$ bis $0,3$ mm dargestellt. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist in diesem Beanspruchungsbereich bei allen Versuchskörpern befriedigend. Die Sprünge der τ_v -v-Kurven bei $\vartheta = -170$ °C lassen sich mit dem Ansatz nach Gl. (4.3) nicht beschreiben. Mit dem Rechenansatz werden diese Kurven quasi geglättet.

Die Abhängigkeit des Faktors A und des Exponenten B von der Temperatur ist den Bildern 4.49 und 4.50 zu entnehmen. Die Tabelle 4.2 enthält sämtliche Koeffizienten $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ des Verbundgesetzes nach Gl. (4.3). Ein Zusammenhang zwischen $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul von LB bei TT kann anhand der Versuchsergebnisse nicht festgestellt werden.

4.7 Zusammenfassung

Zum Studium des Verbundverhaltens von LB bei TT wurden Ausziehversuche bei den Prüftemperaturen $\vartheta = +20$, -80 und -170 °C durchgeführt. Neben dem Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten wurden zusätzlich die folgenden Versuchsparameter mit aufgenommen: Betonierrichtung, Lage des Stabes im Querschnitt des Probekörpers, Querbewehrung und mittlere Betonfeuchte. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser Parameterstudie erfolgt in Abschnitt 6. Auf Basis der Versuchsergebnisse wurde ein TT-Verbundgesetz für LB entwickelt, mit dem die gemessenen τ_v -v-Kurven bei Berücksichtigung der zuvor erwähnten Versuchsparameter zutreffend beschrieben werden können.

5. BEANSPRUCHUNG UND VERFORMUNG VON STAHLLEICHTBETONSTÄBEN UNTER LÄNGSZUG-KRAFT BEI TT

5.1 Einleitung

Wie schon in Abschnitt 1 erwähnt, soll anhand von TT-Versuchen an zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlleichtbetonstäben die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Dehnsteifigkeit bei TT geklärt werden. Die Versuchskörper simulieren Wandausschnitte in einem gewissen Abstand vom Wandfuß von Innen- und Außenbehältern von LNG-Tanks. Diese Wandausschnitte werden im Lastfall "Betrieb" bzw. im Störfall vorwiegend auf zentrischen Zug beansprucht.

Auf den Meßergebnissen aufbauend, werden Bemessungsvorschläge entwickelt, mit denen LNG-Behälter-Bauteile unter Berücksichtigung der veränderten TT-Materialeigenschaften sowie Verbundeigenschaften sicher und wirtschaftlich berechnet werden können. Gleichmaßen werden die aufgeführten TT-Materialgesetze (siehe auch /8/) von LB und Bewehrungsstahl sowie das TT-Verbundgesetz in Abschnitt 4 auf ihre Übertragbarkeit auf Stahlleichtbetonstäbe hin überprüft.

Weitere Fragen zur Bedeutung der Untersuchung von zugbeanspruchten Stahlleichtbetonstäben für die Konstruktion von LNG-Behälter-Bauteilen sind im Abschnitt 1 aufgeführt.

5.2 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen von Verformung und Rißbildung von Stahlleichtbetonstäben bei TT wurden an vier bewehrten Versuchskörpern vorgenommen.

Dabei wurden folgende Versuchsparameter gewählt:

- Prüftemperatur: $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $- 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad: $\mu = 1,00 \text{ } \%$, $1,49 \text{ } \%$

Die Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Parameter der Zugversuche.

5.3 Versuchskörper

Die Versuchskörper hatten einen Querschnitt mit den Abmessungen $b/d = 20/40$ cm und eine Länge $l = 380$ cm. Die Hauptbewehrung bestand aus Stäben $2 \times 2 \varnothing 16$ bzw. $2 \times 3 \varnothing 16$ aus BSt 420/500 RU. Die Betondeckung betrug $c = 2 d_s$ (s. Bild 5.1, 5.2).

Die Einleitung der Längszugkraft erfolgte über Verbund mit über den Umfang des Querschnitts verteilten dünnen Stahlstäben unter Einschluß der Hauptbewehrung.

Um die freie Rißbildung nicht zu beeinträchtigen, wurden im Meßbereich keine Bügel eingebaut. Bügel wurden nur im Bereich der Einleitung der Zugkraft zur Aufnahme von Spaltzugkräften angeordnet. Sie dienten gleichzeitig zur Lagesicherung der Hauptbewehrung. Um ein vorzeitiges Zugversagen im Einleitungsreich zu verhindern, wurden hier zusätzliche Bewehrungsstäbe angeordnet.

Unter Berücksichtigung der Länge der Einleitungsstäbe und einer zusätzlichen "Störlänge" hinter den Enden der Einleitungsstäbe wurde eine Meßlänge mit $l = 160$ cm festgelegt.

Zur Messung der Rißbreite und des Spannungsverlaufs entlang der Stabachse im Bereich des Risses wurden auf der freien Meßlänge zwei Sollbruchstellen angeordnet. Zur Schwächung der Zugzone wurde je Sollbruchstelle ein Trennblech mit der Dicke $t = 1$ mm auf eine Bügelleiter aus Stabdurchmessern von $d_s = 6$ mm geschweißt. Diese Bügelleitern sorgten gleichzeitig für die Lagesicherung der Hauptbewehrung im unbügelten Stabbereich. Die Lage der Sollbruchstellen sowie die Lage der Trennbleche im Querschnitt der Versuchskörper ist den Bildern 5.1 und 5.2 zu entnehmen.

5.4 Baustoffe

Für alle Versuchskörper wurde ein Konstruktionsleichtbeton der Güte LB 45 unter Verwendung von 20 % Natursand, 20 % Liaporsand 0/4, 30 % Liaporkorn 4/8 und 30 % Liaporkorn 8/16 (Volumenanteile) gewählt. Die Liapor-Leichtzuschläge wurden vorgefeuchtet. Der Zementgehalt betrug 350 kg/m^3 . Die gewünschte Konsistenz von $v \approx 1,11$ wurde durch Zugabe von Fließmittel (≤ 2 % von Z) eingestellt.

Weitere wesentliche Eigenschaften der verwendeten LB sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Die gesamte Bewehrung der Versuchskörper bestand - wie schon erwähnt - aus Betonstahl BSt 420/500 RU mit dem Nennedurchmesser $d_s = 16$ mm. Zu den Materialkennwerten der Bewehrung sei hier auf /8/, Abschnitt 3 verwiesen.

5.5 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Boden und Seitenteile der Schalung bestanden aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. Der Bewehrungskorb wurde vorgefertigt und anschließend in die Schalung gesetzt. Das Bild 5.3 zeigt beispielhaft einen Bewehrungskorb und eine Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb. Die Lage der Versuchskörper bei der Herstellung war "stehend" (Bild 5.4).

Der Beton wurde in einem 350 l-Zwangsmischer hergestellt. Der Beton wurde in drei Lagen eingebracht und mit Innenrüttlern verdichtet. Begleitend wurden bei jeder Betonage Würfel mit 15 cm Kantenlänge und Zylinder mit $\varnothing = 15$ cm, $h = 30$ cm hergestellt. An diesen wurden nach DIN 1048 nach 28 Tagen und bei Versuchsdurchführung Druck-, Spaltzugfestigkeit und Druck-Elastizitätsmodul bei RT bestimmt.

Um die Sedimentation des Frischbetons unter den Bewehrungsstäben der oberen Lage (Verbundbereich II) zu begrenzen, wurde der Frischbeton unmittelbar vor Beginn des Ansteifens nochmals nachverdichtet.

24 Stunden nach Herstellung der Versuchskörper wurde die Seitenschalung entfernt. Anschließend lagerten die Versuchskörper sieben Tage unter feuchten Tüchern. Zur Nachbildung der Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahlliner wurden für sämtliche Versuchskörper die folgenden Lagerungsbedingungen gewählt: Versiegelung in Folie und Lagerung bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 150 Tagen in der Prüfhalle bei rd. + 20 °C und 70 % r.F.

Die Versiegelung bestand aus einer eng am Betonkörper anliegenden Aluminiumfolie und einer selbstklebenden PVC-Folie. Damit waren Änderungen der Ausgangsfeuchte des Betons während der Lagerungsdauer weitgehend ausgeschlossen.

5.6 Versuchseinrichtung

Die Bilder 5.4 und 5.5 zeigen eine Übersicht über den Versuchsaufbau. Er setzt sich aus den folgenden Elementen zusammen: Prüfraumen mit biegesteifen Konsolen, Hydraulikzylinder, Zugglieder mit Kugelkalotten und Kraftmeßdosen an den Verankerungen sowie die Kältekammer und den Versuchskörper.

Die Kältekammer hatte Abmessungen von 5,00/0,70/0,65 m³. Die Versorgung der Kammer erfolgte mit flüssigem Stickstoff als Kühlmittel, der über fünf unabhängig voneinander steuerbare Zuführungen mittels fünf Propellern in der Kammer zerstäubt wurde. Zur gleichmäßigen Umströmung der Versuchskörper mit LN₂ wurden in der Kammer Leitbleche montiert. Mittels der speziell für diese Versuche entwickelten Regelung und der Kammerkonstruktion konnte die Abkühlung mit beliebigen Abkühlgeschwindigkeiten auf beliebige Tieftemperaturen im Bereich $\vartheta = + 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $- 190\text{ }^{\circ}\text{C}$ vorgenommen werden.

Die Zugglieder je Seite bildeten 2 Einzeldraht-Spannglieder SUSPA III (zul F = $2 \cdot 849 = 1698\text{ kN}$) mit beidseitigem Koppelanker und einer Länge von ca. 2,0 m. Die Kopplung an die Stirnplatten und an die Widerlager erfolgte über Koppelspindeln M 52 mit Sonderlänge. Die Durchdringungen der Spannglieder durch die Kältekammer wurden, um Kühlmittelverluste zu verhindern, mit Isolierschaum abgedichtet.

Zur Verankerung der Koppelspindeln wurden an den Stirnflächen der Dehnkörper ca. 80 mm starke Stirnplatten erforderlich. Diese Stirnplatten mußten neben der Verschraubung der Koppelspindeln die Verankerung der Längsbewehrung ermöglichen. Die Haupt- und Zulagebewehrung wurde durch die Stirnplatte geführt und hinter dieser durch einen Aufbetonklotz verankert. Die Verankerung der Längsbewehrung erfolgte in diesem Fall durch Verbund. Die Verankerung ist im Bild 5.5 dargestellt.

Die Widerlager des Prüfrahmens bestehen aus je zwei Konsolen, die biegesteif an die Längsträger des Prüfrahmens angeschlossen sind, sowie aus quer vor den Konsolen liegenden Ankerbarren, die durch zusammengespannte einzelne Stahlbleche gebildet werden. Diese Ankerbarren erlauben eine genaue zentrische Justierung der Verankerungen. Die Verankerungen der Zugglieder, gebildet aus Ankerschrauben, Kugelkalotten und Kraftmeßdosen, stützen sich über Ankerplatten auf den Ankerbarren ab, siehe Bild 5.6.

Die Ankerbarren sind am Festlager gelenkig mit den Konsolen verbunden. Auf der anderen Seite lagern sie über Rollen beweglich auf den Längsträgern des Prüfrahmens. Mit zwei Hydraulikzylindern (je 1000 kN), die horizontal an den Konsolen angeschraubt sind, können diese beweglichen Ankerbarren verschoben und somit die Zugbelastung der Dehnkörper aufgebracht werden. Durch die Verwendung von zwei Hydraulikzylindern und je zwei biegeweichen Zuggliedern ist die zentrische Zugbelastung realisierbar. Über die Steuerung der einzelnen Zylinder können geringe Exzentrizitäten ausgeglichen werden.

Um die Biegebeanspruchung und damit die Verformung des Prüfrahmens möglichst gering zu halten, wurden die Dehnkörper im Versuchsstand liegend geprüft; d.h. sie wurden gegenüber der Lage beim Herstellen um 90° gedreht, siehe Bild 5.5

5.7 Meßverfahren und Messungen

5.7.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Längskraftbeanspruchung

Die Kraftmessung erfolgte über vier Ringkraftmeßdosen C6 (Hersteller: Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH) mit einer Nennlast von 1000 kN. Die Meßsignale der Kraftmeßdosen am beweglichen Ankerbarren wurden mit Meßverstärkern auf Digitalvoltmeter übertragen, so daß während der Versuchsdurchführung die zentrische Zugbeanspruchung der Dehnkörper überprüft werden konnte.

5.7.2 Messung der Dehnungen

Zur Messung der mittleren Dehnung über die Risse hinweg wurden induktive Wegaufnehmer der Firma Hottinger und Meßstäbe $d_s = 6 \text{ mm}$ bzw. 12 mm aus Invar verwendet. Invar-Stahl weist bei geringen Temperaturschwankungen vernachlässigbar kleine Änderungen der thermischen Dehnung auf. Unter Berücksichtigung des Krafteinleitungsbereiches wurde eine Meßlänge $l = 1600 \text{ mm}$ festgelegt. Die mittlere Dehnung wurde je zweifach im Verbundbereich I und II (s. Abschnitt 5.5) gemessen (Wegaufnehmer Typ W 10). Um zu vermeiden, daß bei zufälliger Ribbildung an den Wegaufnehmerhalterungen das gesamte Meßsystem ausfällt, wurde die Meßbasis zweier Wegaufnehmer-Invarstäbe um 5 cm versetzt (Bild 5.7, 5.8).

Während der Versuche wurde der Verlauf der mittleren Dehnungen über einen Linienschreiber aufgezeichnet.

Zur Messung der Stahldehnungen waren je Verbundbereich ein Bewehrungsstab mit je 14 tieftemperaturgeeigneten Cu-Ni-DMS (KFL-S-C1-11) vorgesehen. Die DMS waren im wesentlichen an den Sollbruchstellen konzentriert und in Abständen von 2,5 cm bzw. 5 cm zu beiden Seiten der Sollbruchstellen angeordnet. Die beiden verbleibenden Bewehrungsstäbe erhielten je Sollbruchstelle einen DMS. Genauere Angaben sind dem Bild 5.7 zu entnehmen. Die DMS wurden entlang der Längsrippe aufgeklebt, um den Verbund möglichst wenig zu beeinträchtigen. Nichtklebende Teflonfolie und tieftemperaturgeeignetes Schutzmaterial dienten zum Schutz und zur Isolierung von DMS und Lötstellen. Die mit DMS be-

stückten Meßstäbe wurden so in die Schalung eingebaut, daß die beiden Längsrippen der Bewehrungsstäbe in gleicher Höhe lagen und die DMS zum Inneren des Betonquerschnitts hin gerichtet waren.

5.7.3 Messung der Rißbreiten

Zur Messung der Rißbreiten in der geschlossenen Kältekammer bei TT wurde das in /8/, Abschnitt 5.7.4 beschriebene Rißbreitenmeßsystem verwendet. Die Messung der Rißbreiten konnte aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollbruchstellen durchgeführt werden (Bild 5.8). Es wurden je Sollbruchstelle folgende Meßstellen auf der Betonoberfläche gewählt: Je Verbundbereich zwei Meßstellen in Höhe der Bewehrung und je eine Meßstelle in der Mitte der 40 cm-Seite des Versuchskörperquerschnitts (Bild 5.7).

5.7.4 Rißdetektoren

Zur Registrierung der Rißentstehung in der geschlossenen Kältekammer bei TT wurde auf Rißdetektoren auf Graphitbasis zurückgegriffen. Dieses Meßsystem wurde schon in /8/, Abschnitt 5.7.5 beschrieben, so daß hier auf diese Arbeit verwiesen werden soll.

Insgesamt waren je Versuchskörper drei Reihen mit je 20 Leiterbahnen vorgesehen: eine Reihe auf der vorderen Seitenfläche (Verbundbereich I), zwei Reihen auf der Oberseite des in der Kältekammer "liegenden" Querschnitts (vgl. Bilder 5.4, 5.7, 5.8).

5.7.5 Messung der Temperaturen

Bei der Wahl der Abkühlgeschwindigkeit war entscheidend, daß infolge eines zu hohen Temperaturgradienten über dem Querschnitt keine Eigenspannungsrisse auftreten durften. Die Versuchskörper stimmten in der Wahl des Querschnitts sowie der Baustoffe mit den in /8/ untersuchten Versuchskörpern überein. Aus diesem Grunde können hier die in /8/, Abschnitt 5.7.6 ermittelten Abkühlgeschwindigkeiten übernommen werden.

Die Abkühlgeschwindigkeiten waren:

$$\dot{\vartheta} = 0,07 \text{ }^{\circ}\text{K/min im Temperaturbereich } \vartheta = + 20 \text{ bis } - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\dot{\vartheta} = 0,2 \text{ }^{\circ}\text{K/min im Temperaturbereich } \vartheta = - 80 \text{ bis } - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Es stellten sich in den Symmetrieachsen maximale Temperaturdifferenzen von ca. 19 °C ein. Nach Berechnungen konnten bei dieser Temperaturdifferenz keine Eigenspannungsrisse auftreten.

Die Anordnung der Thermoelemente im Beton sowie auf den Bewehrungsstäben ist im Instrumentierungsplan dargestellt (Bild 5.7). Zur Kontrolle wurden die Temperaturen kontinuierlich über einen Phillips-multipoint-data-recorder (PM 8237 A) während der gesamten Abkühl- und Belastungsphase gemessen.

5.8 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau in die Kältekammer wurden die Versuchskörper auf $\vartheta = -170\text{ °C}$ abgekühlt. Die Haltezeit zur Ausbildung eines homogenen Temperaturfeldes betrug ca. zwei Stunden. Bei den RT-Versuchen ($\vartheta = +20\text{ °C}$) war keine Temperaturregelung erforderlich, da die entsprechenden Versuchskörper unter den Lagerungsbedingungen in der Prüfhalle (+ 20 °C/70 % r.F.) mit nur geringen Abweichungen ihre Solltemperatur ($\vartheta = +20\text{ °C}$) aufwiesen.

Nach Einstellung eines homogenen Temperaturfeldes über den Querschnitt wurden die Längszugkräfte stufenweise aufgebracht. Die Regelung der Pressenkräfte erfolgte kolbenweggesteuert.

Unmittelbar nach den vorgewählten Laststufen wurde ein Meßzyklus vorgenommen. Zusätzliche Meßzyklen wurden durchgeführt, sobald über die kontinuierlich aufgezeichneten Last-Zeit-, Dehnungs-Zeit- und über die Rißdetektoren auf eine Rißbildung geschlossen werden konnte. Bei den TT-Versuchen konnte die Rißbildung zum Teil akustisch wahrgenommen werden. Traten während eines Meßzyklus weitere Risse auf, wurde der Meßzyklus wiederholt. Nach Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes im Meßbereich wurde mit wenigen Laststufen die Längskraftbeanspruchung bis zum Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung gesteigert.

Bei der Versuchsdurchführung wurden folgende Messungen durchgeführt:

- die Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und an den Meßstellen im Versuchskörper am Bewehrungsstahl,
- die Normalkraft an der aktiven Krafteinleitungsseite und am Widerlager,
- die Dehnung integral über eine Meßbasis von 1,60 m mit induktiven Wegaufnehmern an 4 Meßstellen,

- die Stahldehnungen im Bereich von zwei vorgegebenen Sollrißstellen und außerhalb dieser Bereiche mit Cu-Ni-DMS,
- die Rißbreiten an den Sollrißstellen,
- die Rißabstände im Zuge der Rißentwicklung mittels spröden Leitematerials.

Die Daten der Kraft-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden von einer Vielstellenmeßanlage aufgenommen, auf einem Analogrechner zwischengespeichert und anschließend für die Auswertung zur Großrechenanlage weitergeleitet.

5.9 Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Längszugkraft

5.9.1 Vorbemerkungen

Während der Abkühlphase waren die Zugglieder der Versuchskörper entkoppelt, so daß ein äußerer thermischer Zwang nicht auftreten konnte.

Ein Vergleich der Bilder 2.4 des vorliegenden Berichts und 3.4 von /8/ zeigt, daß zwischen den thermischen Dehnungen des Betons und des Betonstahls beträchtliche Unterschiede auftreten können. Diese Differenzen wachsen mit zunehmender Betonfeuchte an /6, 7, 54/. Im Zustand I können sich die freien thermischen Dehnungen der Baustoffe Stahl und Beton wegen des unverschieblichen Verbundes nicht frei entfalten. Aus der gegenseitigen Behinderung der freien Dehnung resultiert ein innerer Zwang, der zu Zugspannungen im Stahl und zu Druckspannungen im Beton führt. Diese Beanspruchung wird im folgenden "innerer thermischer Zwang" oder auch "thermischer Zwang" genannt (Bild 5.9).

Es ist zur Auswertung der Versuchsergebnisse sowie zur Aufstellung von Rechenmodellen erforderlich, den inneren thermischen Zwang für Zustand I und II rechnerisch zu erfassen.

5.9.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I

In /8/, Abschnitt 5.9.2 wurde ein Rechenmodell entwickelt, mit dem für beliebige Bewehrungsanordnung der Dehnungs- und Spannungszustand von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs für den ungerissenen Zustand berech-

net werden können. Die Lösung erlaubt auch die Berechnung von Stahlbetonstäben mit symmetrischer Bewehrung.

Die Ableitungen in 5.9.2 von /8/ haben demnach auch für die Berechnung der in dieser Arbeit behandelten Versuchskörper Gültigkeit. Bei der Bewehrung des thermischen Zwangs muß zunächst noch vom Versuchsergebnis der freien thermischen Dehnungen des LB bei TT ausgegangen werden (Bild 2.4), da die freien thermischen Dehnungen zur Zeit noch nicht analytisch beschrieben werden können. Das freie thermische Dehnverhalten des Bewehrungsstahls bei TT wird mit Gl. (3.5) von /8/ formuliert.

In der Tabelle 5.2 sind die aus den Gln. (5.7) bis (5.12) in /8/ gewonnenen Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang für einige Tieftemperaturen zusammengestellt. Die Elastizitätsmodule von Beton und Stahl bei TT sind dabei mittels der Gln. (2.7) und (3.2) von /8/ aus den Materialkennwerten bei RT ermittelt (vgl. Tab. 2.1 der vorliegenden Arbeit und Tab. 3.1 von /8/).

Infolge der unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten von LB und Bewehrungsstahl stellt sich im Stahl bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ eine Zwangsspannung von ca. 280 N/mm^2 (Zug) ein. Der LB erhält bei dieser Temperatur eine Vorspannung von ca. $3\text{ bis }4\text{ N/mm}^2$ (Druck). Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß der Bewehrungsgrad nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzwangsspannungen hat. Dagegen besteht zwischen Betonzwangsspannungen und Bewehrungsgrad direkte Proportionalität (Tab. 5.2).

5.9.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Längszugkraft für Zustand I bei RT und TT

Unter Berücksichtigung der Versteifung der Baustoffe Beton und Stahl infolge TT gelten hier die bei RT bekannten Zusammenhänge.

Spannungen infolge der Normalzugkraft:

$$\sigma_{bN}^I = \frac{N}{A_{I\vartheta}} \quad (5.1)$$

$$\sigma_{sN}^I = \frac{N \cdot n_{\vartheta}}{A_{I\vartheta}} \quad (5.2)$$

Dehnungen infolge der Normalzugkraft:

$$\epsilon_{bN}^I = \frac{N}{E_{b3} \cdot A_{i3}} \quad (5.3)$$

$$\epsilon_{sN}^I = \frac{N \cdot n_3}{E_{s3} \cdot A_{i3}} = \frac{N}{E_{b3} \cdot A_{i3}} = \epsilon_b^I \quad (5.4)$$

mit der wirksamen Querschnittsfläche:

$$A_{i3} = b \cdot d [1 + \mu (n_3 - 1)] \quad (5.5)$$

Die Tabelle 5.3 enthält die Querschnittswerte für die Versuchskörper DL1 bis DL4, wobei zwischen dem Regelquerschnitt (ungeschwächt) und der Sollrißstelle (geschwächt) unterschieden wird.

5.9.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Normalzugkraft für Zustand I

Der Spannungs- und Dehnungszustand infolge thermischer Zwang- und Lastbeanspruchung ergeben sich durch Superposition der Ergebnisse beider Ursachen.

Spannungen:

$$\sigma_{b3}^I = \sigma_{b3z} + \sigma_{bN}^I \quad (5.6)$$

$$\sigma_{s3}^I = \sigma_{s3z} + \sigma_{sN}^I \quad (5.7)$$

Dehnungen:

$$\epsilon_{b3}^I = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_{b3z} + \epsilon_{bN}^I \quad (5.8)$$

$$\epsilon_{s3}^I = \epsilon_{s30} + \bar{\epsilon}_{s3z} + \epsilon_{sN}^I \quad (5.9)$$

mit

- $\sigma_{b\vartheta z}$ nach Gl. (5.15) bzw. (5.13) von /8/
 $\sigma_{s\vartheta z}$ nach Gl. (5.16) bzw. (5.17) von /8/
 $\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ nach Gl. (5.7) bzw. (5.8) von /8/
 $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ nach Gl. (5.9) bzw. (5.10) von /8/
 $\epsilon_{b\vartheta 0}$ freie thermische Dehnung des Betons nach Bild 2.4
 $\epsilon_{s\vartheta 0}$ nach Gl. (3.5) von /8/

Das Bild 5.10 (oben) zeigt schematisch die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Normalzugkraft im Zustand I.

5.9.5 Analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlbetonstäben für Zustand II

Sobald die Zugspannung die Betonzugfestigkeit $\sigma_{b\vartheta}^I = \beta_{z,\vartheta}$ erreicht, reißt der Betonquerschnitt durch. Im Rißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen abgebaut. Bei der Erstrißbildung stellen sich im Rißquerschnitt folgende Beton- und Stahlspannungen ein:

$$\sigma_{s\vartheta R}^I = \frac{N_R^I}{A_s} \quad (5.10)$$

$$\sigma_{b\vartheta R}^I = 0 \quad (5.11)$$

Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb der anschließenden Einleitungsbereiche wieder Zustand I. Mit steigender Lastbeanspruchung und fortschreitender Rißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse zunehmend abgebaut.

Die inneren thermischen Zwangdehnungen $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ und $\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ sind im Rißquerschnitt null. Die Dehnungen im Riß setzen sich entsprechend aus den freien thermischen Dehnungen und aus den Dehnungen infolge Längszugkraft zusammen:

$$\epsilon_{s\vartheta}^{II} = \epsilon_{s\vartheta 0} + \epsilon_{sN}^{II} \quad (5.12)$$

$$\epsilon_{b\vartheta}^{II} = \epsilon_{b\vartheta 0} ; \quad \epsilon_{bN}^{II} = 0 \quad (5.13)$$

Im Bild 5.10 (unten) ist die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Normalzugkraft im Zustand II schematisch dargestellt.

5.10 Versuchsergebnisse

5.10.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge der Längszugkraft

Die Zugkraft wurde an der aktiven Krafteinleitungsseite und am Widerlager mit je zwei Kraftmeßdosen gemessen. Die Tabelle 5.4 gibt beispielhaft die Differenzen der gemessenen Normalkraft an der aktiven Krafteinleitungsseite und an der Widerlagerseite für den Versuchskörper DL4 an. Der Normalkraftverlust resultiert aus den Reibungsverlusten an den Rollenlagern. Die prozentuale Abweichung nimmt mit wachsender Beanspruchung ab. Im Mittel beträgt die Abweichung ca. 1,5 %; sie ist damit vernachlässigbar klein. Aus diesem Grunde wird bei der Auswertung von der an der aktiven Krafteinleitungsseite gemessenen Normalkraft ausgegangen.

Bei der Ermittlung der Betonzugfestigkeit der Versuchskörper wird die Biegebeanspruchung im Meßbereich infolge Eigengewicht berücksichtigt. Bei allen weiteren Untersuchungen bleibt das Eigengewicht außer Ansatz.

5.10.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung

Die Abkühlgeschwindigkeiten wurden gemäß den Angaben in Abschnitt 5.7.5 gewählt. Das Bild 5.11 zeigt die gemessenen Temperaturfelder auszugsweise für die Kerntemperaturen $\vartheta = -54\text{ °C}$ und $\vartheta = -133\text{ °C}$.

5.10.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl-Versuchsergebnisse

Die Messung der freien thermischen Dehnungen der Baustoffe erfolgte an gesondert hergestellten Prüfkörpern. Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs bei Abkühlung von Stahlbetonstäben können nicht gemessen werden. Nach Abkühlung des Versuchskörpers und vor Beginn des Biegeversuchs wurde stets der Null-Abgleich aller Meßkanäle vorgenommen.

Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs wurden mittelbar aus den Versuchsergebnissen ermittelt, wobei der im folgenden beschriebene Weg gegangen wurde: Im Bild 5.12 ist der Zusammenhang zwischen der Normalkraft und der Stahldehnung im Riß schematisch dargestellt. Zur Ermittlung der thermischen Stahlzwangdehnung ist einerseits die Kennlinie des nackten Stahls maßgebend, die das Meßergebnis der Stahldehnungen mittels DMS im Sollriß nach dem Null-Abgleich wiedergibt, andererseits die Kennlinie, die das theoretische Ergebnis der Stahldehnungen im Sollriß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs darstellt. Der Versatz der beiden Kennlinien entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s9z}$. Diese kann nach dem Einreißen des Sollrißquerschnitts aus der Differenz der berechneten Stahldehnung ϵ_{s9}^{II} nach Gl. (5.14) und aus der mit DMS gemessenen Stahldehnungen im Sollrißquerschnitt ermittelt werden:

$$\epsilon_{s9}^{II} = \frac{N}{A_s \cdot E_{s9}} \quad (5.14)$$

$$\bar{\epsilon}_{s9z} = \epsilon_{s9}^{II} - \epsilon_{s9,DMS}^{II} \quad (5.15)$$

ϵ_{s9}^{II} = Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II nach Gl. (5.14)

$\epsilon_{s9,DMS}^{II}$ = im Sollriß gemessene Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II

Das Bild 5.12 zeigt, wie sich die thermische Stahlzwangdehnung nach der vorgestellten Lösung grafisch aus dem im Sollriß gemessenen Stahldehnungsverlauf ermitteln läßt. Zunächst verlängert man den nahezu geradlinigen im Zustand II gemessenen ϵ_s -Verlauf bis zum Schnittpunkt der ϵ_{sR} -Achse. Der Abstand des Schnittpunktes vom Ursprung der Stahldehnung entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s9z}$. Auf diese Weise wird in den Bildern 5.14 bis 5.17 die thermische Stahlzwangdehnung der Versuchskörper DL1 bis DL4 grafisch abgeleitet. Die Stahldehnung im Sollriß wurde an vier Stellen gemessen. Die Streuungen der Meßergebnisse sind im wesentlichen auf die nicht genaue zentrische Lage der DMS im Sollriß zurückzuführen. Zur Auswertung wurde vom Mittelwert ausgegangen.

In Tabelle 5.5 ist das Ergebnis der in den Versuchen mittelbar gemessenen thermischen Zwangbeanspruchung der Versuchskörper zusammengestellt. In den RT-Versuchskörpern herrscht kein Zwang. Bei den TT-Versuchskörpern beträgt

die thermische Stahlzwangspannung im Zustand I ca. + 330 bis + 410 N/mm² (Zug), die Vorspannung des Betons ca. - 4,1 bis - 4,9 N/mm² (Druck). Hieraus resultieren thermische Zwangdehnungen $\bar{\epsilon}_{s\text{gZ}} \approx 1,6 \text{ ‰}$ und $\bar{\epsilon}_{b\text{gZ}} \approx -0,15 \text{ ‰}$. Im Mittel ist die im Versuch mittelbar gemessene Zwangbeanspruchung ca. 30 % größer als die berechnete. Diese Abweichung ist auf unterschiedliche Betonfeuchten von Versuchskörper und Begleitkörper zurückzuführen, an dem die freie thermische Betondehnung gemessen wurde.

Bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse wurde von der inneren thermischen Zwangbeanspruchung ausgegangen, die mittelbar aus den Versuchsergebnissen abgeleitet wurde (aktuelle Zwangbeanspruchung, Tab. 5.5).

Aufgrund des Null-Abgleichs vor der Biege- und Normalkraftbeanspruchung der Versuchskörper sind zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs beim Auftragen der Meßergebnisse folgende Korrekturen vorzunehmen:

- Stahldehnung ϵ_s
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s\text{gZ}}$ (Zustand I) in den Zugbereich (Bild 5.13)
- Betondehnung ϵ_b und mittlere Dehnung ϵ_m :
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Betonzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{b\text{gZ}}$ (Zustand I) in den Druckbereich (Bild 5.13)

5.10.4 Normalkraft-Dehnungsverlauf

In den Bildern 5.14 bis 5.17 sind die gemessenen Stahldehnungen an den Sollrißstellen sowie die mittlere Stahldehnung (= mittlere Dehnung) in Abhängigkeit von der Normalkraft aufgetragen. In Abschnitt 5.10.3 wurde aus diesen Darstellungen die aktuelle thermische Zwangbeanspruchung der Versuchskörper abgeleitet. Die thermischen Zwangdehnungen sind in den aufgetragenen Meßwerten nicht enthalten. Die mittlere Dehnung ist nur für die Vorderseite der Versuchskörper (Bild 5.4) dargestellt. Diese Seite entspricht dem Verbundbereich I. Bei der gewählten Belastungssteuerung wird die untere Einhüllende der mittleren Dehnung angegeben. Hierauf wird noch gesondert eingegangen.

Der Verlauf der N - ϵ_{sm} -Linien läßt sich wie folgt beschreiben: die mittels DMS gemessenen Stahldehnungen in den Sollrissen folgen im Zustand I den mittleren Dehnungen. Dies gilt bei den TT-Versuchskörpern nur für die Darstellung infolge Lastbeanspruchung ohne thermischen Zwang (Bild 5.18, 5.19).

Der Zustand I endet, sobald der 1. Sollriß aufgeht. Nach der Rißbildung an der Sollrißstelle rückt die $N-\epsilon_{sR}$ -Linie deutlich von der $N-\epsilon_{sm}$ -Linie ab. Kurz darauf öffnet sich der 2. Sollriß. Weitere Risse außerhalb der Sollrißstellen treten erst bei höheren Normalkräften auf, da an diesen Stellen ein ungeschwächter Betonquerschnitt zur Verfügung steht. Der Kurvenverlauf wird mit zunehmender Rißbildung zunehmend flacher.

Das Bild 5.20 zeigt schematisch den Einfluß der Kolbenwegsteuerung auf den Verlauf der mittleren Dehnung bei der Rißbildung. Infolge des elastischen Verhaltens der Zugglieder sowie infolge der Steifigkeitsabnahme des Versuchskörpers nimmt die Normalkraft ab, die mittlere Dehnung zu.

In den Bildern 5.21 bis 5.24 ist der zackenartige ϵ_m -Verlauf nur für die Vorderseite der Versuchskörper (Verbundbereich I) dargestellt. Die Größe des Kraftabfalles bei Rißbildung nimmt bei TT ab.

Zusätzlich ist in den Bildern der ϵ_m -Verlauf für den Verbundbereich II aufgetragen (untere Einhüllende). In allen Versuchskörpern sind die gemessenen mittleren Dehnungen im Verbundbereich II größer als die im Verbundbereich I. Im folgenden wird - soweit keine zusätzlichen Hinweise gemacht werden - von der mittleren Dehnung im Verbundbereich I ausgegangen, da für die Baupraxis nur die Meßwerte für den Verbundbereich I von Interesse sind (Bewehrungsstäbe von Stahlbetonwänden liegen im Verbundbereich I).

Die Bilder 5.25 und 5.26 zeigen den Einfluß tiefer Temperaturen auf die gemessenen mittleren Dehnungen, die hier über der bezogenen Normalkraft N/A_s aufgetragen sind. Der innere thermische Zwang ist hier nicht berücksichtigt. Auf die zusätzlich eingetragenen rechnerischen Linien wird später eingegangen. Es fällt auf, daß die Erstrißlast bei TT wesentlich größer ist als bei RT. Dies ist auf die Erhöhung der LB-Zugfestigkeit bei TT sowie auf die Selbstvorspannung des LB infolge thermischen Zwangs zurückzuführen. Die Differenz zwischen der Dehnung im Rißquerschnitt und der gemessenen mittleren Dehnung ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Die Neigung der $N-\epsilon_m$ -Linie entspricht der Dehnsteifigkeit:

$$K_D = \frac{N}{\epsilon_m} \quad (5.16)$$

Tiefe Temperaturen erhöhen die Dehnsteifigkeit und die Mitwirkung des Betons auf Zug in einem ausgeprägten Maß. Ein entsprechendes Ergebnis wurde schon in /4, 5, 8/ aufgezeigt. Bei RT nähern sich die gemessenen mittleren Dehnungen mit zunehmender Rißbildung der Dehnung im Rißquerschnitt. Bei TT ist dagegen unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze noch ein beträchtliches Maß an Betonmitwirkung bei der Aufnahme der Zugkraft festzustellen.

Bei RT nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug bekanntermaßen mit wachsendem Bewehrungsgrad ab. Dies wird durch die Meßergebnisse der RT-Versuche bestätigt (Bild 5.27). Der Einfluß des Bewehrungsgrades bleibt auch bei TT erhalten (Bild 5.28). Allerdings fällt dieser Einfluß gegenüber dem Einfluß tiefer Temperaturen weit zurück.

5.10.5 Stahldehnungen entlang der Stabachse

Die Stahldehnungen entlang der Stabachse wurde an zwei Meßstäben der Versuchskörper gemessen (s. Abschn. 5.7.2). In den Bildern 5.29 bis 5.32 sind die Stahldehnungen - gesondert für Verbundbereich I und II - entlang der Stabachse für unterschiedliche Laststufen aufgetragen. Bei den TT-Versuchskörpern sind die Stahldehnungen infolge inneren thermischen Zwangs den Stahldehnungen infolge Last superponiert.

Im ungerissenen Zustand ist die Stahldehnung entlang der Stabachse nahezu konstant. Nach weiterer Laststeigerung öffnen sich die Risse an den Sollrißstellen. Die Stahldehnungen in den Sollrissen nehmen deutlich zu. Leider öffneten sich die Sollrißstellen von Versuchskörper DL2 nicht. Im Bild 5.30 ist dies deutlich an den außerhalb der Sollrißstellen liegenden Dehnungsspitzen zu erkennen. Weitere Ausführungen zur Rißbildung sind dem Abschnitt 5.10.7 zu entnehmen. Links und rechts neben den Sollrissen werden die Stahldehnungen durch Einleitung der Zugkraft in den Beton über Verbundwirkung abgebaut. Stabbereiche außerhalb der Einleitungslängen befinden sich noch im ungerissenen Zustand. Bei höherer Normalkraftbeanspruchung treten schließlich auch in diesen Risse auf. Die Stahldehnungen in diesen Rissen und der zugehörige Abbau der Dehnungen in den anschließenden Einleitungsbereichen konnten wegen der geringen DMS-Anzahl nicht exakt erfaßt werden. Bei hoher Beanspruchung bzw. nach nahezu abgeschlossenem Rißbild wird der Dehnungsverlauf zunehmend gleichmäßiger, insbesondere bei den RT-Versuchskörpern. Dies ist auf den Abbau der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zu-

rückzuführen. Bei Erreichen der Streckgrenze nehmen die Stahldehnungen in den RiBquerschnitten progressiv zu.

Der Abbau der Stahldehnungen neben den Rissen ist ein Maß für die Verbundgüte. Betrachtet man den Verlauf der Stahldehnungen neben den Sollrissen für Beanspruchungen, bei denen der ungeschwächte Stabbereich noch ungerissen ist, so wird folgendes deutlich: Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen und damit zur Versteifung des Verbundes. Die bessere Verbundqualität der Bewehrungsstäbe im Verbundbereich I bewirkt gegenüber der schlechteren Verbundqualität im Verbundbereich II ebenfalls einen Abbau der Stahldehnungen neben dem RiB auf kürzerem Weg.

5.10.6 Änderung der Dehnsteifigkeit durch RiBbildung

Die rechnerische Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben im Zustand I läßt sich berechnen nach:

$$K_{Dg}^I = E_{bg} \cdot A_{I,g} = E_{bg} \cdot A_b [1 + (n_s - 1) \cdot \mu] \quad (5.17)$$

Aus den Versuchsergebnissen läßt sich die Dehnsteifigkeit im Zustand I und II wie folgt ermitteln:

$$K_{Dg} = \frac{N}{\epsilon_m} \quad (5.18)$$

ϵ_m = mittlere Dehnung

In Tabelle 5.6 sind die berechneten und gemessenen Dehnsteifigkeiten im Zustand I für die Versuchskörper nach den Gl.n. (5.17) und (5.18) zusammengestellt. Den unterschiedlichen Meßwerten der mittleren Dehnungen für die Verbundbereiche I und II entsprechend sind die Dehnsteifigkeiten für die Vorder- und Rückseite gesondert ermittelt. Wie zu erwarten, ergeben sich für den Verbundbereich I größere Dehnsteifigkeiten als für den Verbundbereich II. Die im wesentlichen interessierenden Dehnsteifigkeiten im Verbundbereich I liegen im Mittel ca. 16 % unter den Rechenwerten. Diese Abweichung ist auf die Ermittlung des E-Moduls an unterschiedlich großen Betonkörpern sowie auf streuende Meßwerte

zurückzuführen. Die Übereinstimmung der rechnerischen und der aus Versuchsergebnissen ermittelten Dehnsteifigkeiten kann trotzdem als befriedigend bezeichnet werden. Die Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben ist im Zustand I bei TT ca. 50 % größer als bei RT. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei gleicher Temperatur ist dagegen vergleichsweise klein. Dies ist im wesentlichen auf den größeren E-Modul von LB bei TT zurückzuführen. Der Einfluß des Stahl-E-Moduls auf die Dehnsteifigkeitssteigerung bei TT im Zustand I ist dagegen relativ gering, da der Stahl-E-Modul bei TT nur geringfügig ansteigt (ca. 10 %; s. /8/, Abschn. 3).

Im Bild 5.33 ist die gemessene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Die Berechnung der Dehnsteifigkeit im Zustand I wurde nach Gl. (5.17) vorgenommen, die Berechnung der Dehnsteifigkeit mit zunehmender Rißbildung erfolgte unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse mit Gl. (5.18).

Nach der Bildung erster Risse fällt die Dehnsteifigkeit der Versuchskörper unabhängig von der Temperatur steil ab. Es fällt auf, daß die Änderung der Dehnsteifigkeit bei RT ab einer Beanspruchung von $\sigma_{sR} = 300 \text{ N/mm}^2$ nahezu abgeschlossen ist. Bei TT ist dagegen im gesamten Rißbildungsbereich bis unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze des Stahls eine stetige Abnahme der Dehnsteifigkeit zu verzeichnen. Dies resultiert aus dem veränderten Verlauf der $N-\epsilon_m$ -Linien im Rißbildungsbereich bei TT (s. Abschnitt 5.10.4). Unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze ist die Dehnsteifigkeit um so größer, je höher der Bewehrungsgrad und je tiefer die Temperatur ist. Der Einfluß tiefer Temperaturen überwiegt dabei. Der Dehnsteifigkeitszuwachs infolge TT ist gegen Ende des Rißbildungsbereichs kleiner als im Zustand I. Dies ist - im Gegensatz zum Zustand I - auf den wachsenden Einfluß der Bewehrungsmenge auf die Dehnsteifigkeit im Zustand II zurückzuführen.

In den Bildern 5.34 und 5.35 ist die bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Auf die zusätzlich eingezeichneten rechnerischen Steifigkeitsverläufe wird in Abschnitt 5.11.3 eingegangen.

Die auf die Steifigkeit des ideellen Querschnitts bezogene Dehnsteifigkeit k_D errechnet sich zu

$$k_D = \frac{K_{Dg}}{K_{Di}^I} = \frac{K_{Dg}}{E_{bg} \cdot A_{ig}} \quad (5.19)$$

Unabhängig vom Bewehrungsgrad ist die bezogene Dehnsteifigkeit unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze bei TT geringfügig größer als bei RT. Die bezogene Dehnsteifigkeit ist bei höherem Bewehrungsgrad größer als bei geringem Bewehrungsgrad. Dies gilt bei RT und TT.

5.10.7 Rißbildung

a) Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

In den Bildern 5.36 bis 5.39 sind die Rißbilder der Versuchskörper nach abgeschlossener Rißbildung aufgetragen. Die Risse in den Krafteinleitungsbereichen sind nicht eingezeichnet. Den Rißbildern sind folgende Rißtypen zu entnehmen:

- Trennrisse (TR)

Sie verlaufen nahezu normal zur Versuchskörperlängsachse über den gesamten Querschnitt.

- Einrisse (ER)

Sie gehen von den Schmalseiten der Versuchskörper aus und verlaufen anfangs rechtwinklig zur Versuchskörperlängsachse und münden dann zum Teil in die TR ein.

- Längsrisse

Sie gehen in Höhe der Längsbewehrung von TR und ER aus und verlaufen längs der Bewehrungsstabachse.

Im Betrachtungsbereich mit der Länge $l \approx 2,00$ m treten bei den Versuchskörpern rd. 10 bis 13 TR auf. Bei den Versuchskörpern DL1, DL3 und DL4 waren die Risse an den Sollrißstellen TR. Beim Versuchskörper DL2 gingen - wie schon erwähnt - die TR neben den Sollrißstellen auf. Zum Teil mündeten hier ER in die Sollrißstellen ein (Bild 5.37).

Die Anzahl der Risse an den beiden Schmalseiten (TR + ER) ist unterschiedlich. Die Rißanzahl war an der Rückseite deutlich geringer als die Rißanzahl an der Vorderseite. Dies ist auf den schon erwähnten geringeren Verbundwiderstand der beim Betonieren oben liegenden Bewehrungsstäbe ($\hat{=}$ Rückseite beim Versuch) zurückzuführen.

Der Anteil der ER an der Anzahl aller Risse (TR + ER) beträgt ca. 27 bis 63 %. Dieser Anteil war für die Rückseite (Verbundbereich II) geringfügig kleiner als an der Vorderseite (Verbundbereich I). Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem ER-Anteil an der Gesamtrißanzahl und dem Bewehrungsgrad sowie der Temperatur besteht nicht.

Längsrisse treten an den Stellen auf, an denen die Ringzugspannungen infolge hoher Verbundbeanspruchung vom Beton nicht mehr aufgenommen werden können. Die größten Ringzugspannungen treten an den TR und ER auf. Dies erklärt die Beobachtung im Versuch, daß die Längsrisse von den TR und ER ausgehen. Die Bereiche in der Mitte zwischen den Rissen bleiben mit wenigen Ausnahmen frei von Längsrissen. Die Längsrißbildung ist an der Rückseite (Verbundbereich II) mehr ausgeprägt als an der Vorderseite. Ein eindeutiger Einfluß von Bewehrungsgrad und Temperatur auf die Längsrißbildung kann nicht festgestellt werden.

b) Entwicklung des Rißbildes

Nach Abschnitt 5.7.4 wurde die Rißentwicklung nur an der Oberseite (Mitte) und an der Vorderseite der Versuchskörper gemessen. Entsprechend konnte die Rißentwicklung nur für den Verbundbereich I geklärt werden.

Die Bilder 5.40 bis 5.43 zeigen den Rißbildungsfortschritt der Versuchskörper. Die Rißentwicklung an der Oberseite hinten (Verbundbereich II) ist entsprechend den Ausführungen zuvor geschätzt. Aufgetragen sind die Rißbilder für ausgewählte Laststufen mit der Angabe der zugehörigen Normalkraft. Zusätzlich ist das abgeschlossene Rißbild dargestellt, wobei für den TR und ER die Laststufe der Rißentstehung und die entsprechende Normalkraft angegeben sind. Einige dicht beieinanderliegende ER konnten nicht eindeutig detektiert werden (s. Abschn. 5.7.4).

Der Rißbildungsfortschritt läßt sich wie folgt darstellen:

- Zunächst öffnen sich die Risse an den Sollbruchstellen. In der Regel sind diese Risse TR.

- zum Teil treten bei gleicher Beanspruchung erste ER in der Nachbarschaft der Sollrisse auf.
- Nach weiterer Laststeigerung reißen die Versuchskörper im ungeschwächten Stabbereich (TR). Der Ort der Rißbildung ist in der Regel zufallsbedingt. Zum Teil konnten anfangs nur kurze Anrisse von TR beobachtet werden, bis sich schließlich die TR vollständig ausbildeten. Auch im mittleren Beanspruchungsbereich folgten die ER zum Teil unmittelbar nach der TR-Bildung in der Nachbarschaft des TR.
- Bei hoher Beanspruchung war das Endrißbild der TR weitgehend abgeschlossen. Es folgten dann nur noch einzelne ER.
- Die Längsrißbildung konnte mit der gewählten Anordnung der Rißdetektoren nicht detektiert werden. Bei den RT-Versuchen konnte festgestellt werden, daß die Längsrißbildung in der Regel nach Einstellung des abgeschlossenen Rißbildes von TR und ER einsetzte. Es ist zu vermuten, daß dies auch bei TT zutrifft. Zur Bestätigung sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Abweichend von dem zuvor beschriebenen Rißbildungsfortschritt war beim Versuchskörper DL4 ein Anriß nahe einer Sollrißstelle als erster Riß zu beobachten (Bild 5.43). Der TR in der Sollbruchstelle ging erst bei einer höheren Beanspruchung auf. Der Anriß entwickelte sich schließlich zum ER.

Beim Versuchskörper DL2 war der erste Riß ein TR in der Nähe einer Sollrißstelle im ungeschwächten Stabbereich. An den Sollrißstellen traten - wie schon erwähnt - auch bei weiterer Laststeigerung keine TR auf. Vermutlich ist diese Beobachtung auf die stark streuende LB-Zugfestigkeit bei TT zurückzuführen sowie auf eine hohe Zugkraftübertragung in der Haftschrift zwischen LB und Sollrißblech.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß der Rißfortschritt von zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlleichtbetonstäben im wesentlichen von der Temperatur unabhängig ist.

In der Tabelle 5.7 sind die Stahlspannungen zusammengestellt, die nach der Erstrißbildung an den Sollrißstellen sowie im ungeschwächten Stabbereich und nach der Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes im Bewehrungsstahl vorherrschen. Die Stahlspannungen geben die wesentlichen Beanspruchungsgrenzen für die Rißentwicklung an.

c) Rißabstände

Wie schon im Abschnitt "Entwicklung des Rißbildes" beschrieben, wurde die Entwicklung des Rißabstandes mit zunehmender Beanspruchung nur an der Oberseite und an der Vorderseite (Verbundbereich I) untersucht. In den Bildern 5.44 und 5.45 sind die mittleren Rißabstände der TR allein sowie der TR und ER zusammen in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß dargestellt. Der mittlere Rißabstand ergibt sich zu:

$$s_{Rm} = \frac{l_0}{n-1} \quad (5.20)$$

l_0 = Abstand der beiden äußersten Risse im betrachteten Bereich
 n = Anzahl der Risse

Die Bilder bestätigen die Ausführungen in Abschnitt 5.10.7 b . Nachdem das Endrißbild der TR weitgehend abgeschlossen ist, wird die Verringerung des mittleren Rißabstandes (TR + ER) nur noch durch zusätzlich auftretende ER bestimmt.

Die stabilisierten Rißbilder stellen sich bei RT bei Stahlspannungen von ca. 300 bis 420 N/mm² und bei $\vartheta = -170$ °C bei ca. 680 bis 690 N/mm² ein (Tab. 5.7). Das höhere Beanspruchungsniveau bei TT resultiert aus der tieftemperaturbedingten Steigerung der LB-Zugfestigkeit.

Im Bild 5.46 und in der Tabelle 5.8 sind die mittleren Endrißabstände der Trennrisse sowie die mittleren Endrißabstände aller Risse (TR + ER) gesondert für die Bewehrungsstablage im Verbundbereich I und II der Versuchskörper zusammengestellt.

Der mittlere Endrißabstand der TR nimmt von ca. 17,5 cm (Mittelwert) bei RT auf ca. 22 cm bei $\vartheta = -170$ °C zu. Bei RT und TT ist der mittlere Endrißabstand der TR bei geringerem Bewehrungsgrad größer als bei höherem Bewehrungsgrad.

Der mittlere Endrißabstand aller Risse (TR + ER) ist unabhängig von der Temperatur und vom Bewehrungsgrad im Verbundbereich I kleiner als im Verbundbereich II. Im Mittel beträgt die prozentuale Abweichung ca. 12 %. Infolge der Abkühlung der Versuchskörper auf $\vartheta = -170$ °C nimmt der mittlere Endrißabstand aller Risse um ca. 12 % zu (gilt für Verbundbereich I). Wie zu er-

warten, ist bei den Versuchskörpern mit geringerem Bewehrungsgrad bei RT und TT der mittlere Endrißabstand größer als bei den höher bewehrten Versuchskörpern.

d) Rißbreiten

Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollrißstellen gemessen werden (Abschnitt 5.7.3). Es wurden die Rißbreiten in Höhe der Bewehrungsstäbe und in der Mitte der Versuchskörperseite mit $d = 40$ cm (hier TR = Sammelriß) gemessen.

Die Bilder 5.47 und 5.48 zeigen die gemessene mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß und von der Temperatur. Die mittleren Rißbreiten in Höhe der Bewehrungsstäbe wurde nur für die Bewehrungsstablage im Verbundbereich I angegeben. Die Messung der mittleren Rißbreite im Verbundbereich II ergab zum Teil größere Meßwerte. Dieses Ergebnis ist im vorliegenden Bericht nicht aufgetragen.

Im Bild 5.49 sind die gemessenen mittleren Rißbreiten unmittelbar nach der Erstrißbildung und nach Einstellung des stabilisierten Rißbildes zusammengestellt. Beim Vergleich der einzelnen Meßergebnisse der Versuchskörper untereinander ist zu beachten, daß beim Versuchskörper DL2 nur die mittlere Rißbreite eines Einrisses gemessen werden konnte. Bei den übrigen Versuchskörpern ist ausschließlich die mittlere Rißbreite der TR aufgetragen.

Es lassen sich folgende Ergebnisse der Rißbreitenmessung ableiten:

- Die Rißbreiten sind für gleiche Beanspruchungszustände bei TT deutlich kleiner als bei RT.
- Bei RT ist wie zu erwarten die Rißbreite bei geringerem Bewehrungsgrad (d_s/μ_{ef} groß) geringfügig größer als bei höherem Bewehrungsgrad. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei TT kann wegen fehlender Meßergebnisse nicht beurteilt werden. Hier sind noch weitere Untersuchungen dringend erforderlich.
- Bei RT und TT sind die Rißbreiten in Mitte der Versuchskörperseite mit $d = 40$ cm (Sammelriß) deutlich größer als die Rißbreiten in der mit Bewehrung durchsetzten Zugzone (Rißverteilung).
- Die Erstrißbreiten der TT-Versuchskörper sind geringfügig größer als die Erstrißbreiten bei RT. Dies ist auf die wesentlich höhere Beanspruchung bei der Erstrißbildung bei TT zurückzuführen.

- Die mittlere Rißbreite bei stabilisiertem Rißbild ist bei RT bei höherem Bewehrungsgrad kleiner als bei geringerem Bewehrungsgrad.
- Ein deutlicher Einfluß tiefer Temperaturen auf die mittlere Rißbreite bei stabilisiertem Rißbild besteht nicht.

5.10.8 Tragfähigkeit der Versuchskörper

Bei den Versuchskörpern wird das Versagen durch Fließen der Bewehrung eingeleitet. Keiner der Versuchskörper versagte spröde. In der Tab. 5.9 sind die rechnerischen Bruchnormalkräfte den im Versuch ermittelten Bruchnormalkräften gegenübergestellt.

Unter der rechnerischen Bruchnormalkraft wird hier einheitlich die Normalkraft bei Erreichen der 0,2 %-Dehnungsgrenze der Bewehrung verstanden (Tab. 3.1 in /8/). Die Werkstoffeigenschaften des Stahls wurden temperaturabhängig in die Berechnung eingeführt.

Die Versuche wurden - wie schon erwähnt - abgebrochen, sobald die Bewehrung die Streckgrenze erreichte. Das Erreichen der Streckgrenze konnte im Versuch neben der Kontrolle der gemessenen Stahldehnungen in den Sollrissen daran festgestellt werden, daß bei der gewählten Kolbenhubsteuerung der Pressen kaum noch wesentliche Laststeigerungen möglich waren. Die maximale Kraft konnte schließlich bis zum anschließenden Kraftabfall nur kurzzeitig gehalten werden. In der Tab. 5.9 sind die entsprechenden Normalkräfte gemäß Versuch für die oberen (Werte in Klammern) und untere Einhüllende angegeben. Bei den Werten N_u^V bleibt das vernachlässigbar kleine Biegemoment infolge Eigengewicht unberücksichtigt.

Die Tab. 5.9 zeigt eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Bruchnormalkräfte mit den im Versuch ermittelten Bruchnormalkräften. Die mittlere Abweichung beträgt nur ca. 3 %. Dieses Ergebnis bestätigt die Richtigkeit des im Abschn. 5.9.5 vorgestellten Berechnungsmodells.

In der Tab. 5.10 ist die berechnete und die in den Versuchen ermittelte Tragfähigkeitserhöhung der TT-Versuchskörper gegenüber den entsprechenden RT-Versuchskörpern zusammengestellt. Bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ beträgt die Tragfähigkeitserhöhung ca. 65 %.

5.11 Berechnungsmodell

5.11.1 Vorbemerkungen

Bei der Beschreibung des Verhaltens von zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlleichtbetonstäben bei TT wird im folgenden von bei RT bekannten Ansätzen ausgegangen. Die Materialkennwerte der Baustoffe LB und Betonstahl werden dabei tieftemperaturabhängig eingefügt. Die Tieftemperaturkennwerte werden mittels der in /8/, Abschnitt 2 und 3 aufgeführten TT-Materialgesetze aus den mit üblichen Methoden gewonnenen Materialkennwerten bei RT berechnet. Soweit erforderlich, werden bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen auch die verwendeten Koeffizienten temperaturabhängig eingeführt. Die im folgenden entwickelten TT-Berechnungsmodelle werden anhand der vorliegenden Meßergebnisse auf ihre Gültigkeit hin überprüft.

In Abschn. 5.9 wurde ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des inneren thermischen Zwangs infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton sowie zur Beschreibung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge einer äußeren Normalkraft vorgestellt. Die Modellbeschreibung erfolgte gesondert für Stahlleichtbetonstäbe im Zustand I und II. Der Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen ergab bei allen Versuchskörpern eine befriedigende Übereinstimmung. Auf weitere Ausführungen zu diesem Thema wird im vorliegenden Abschnitt "Berechnungsmodell" verzichtet. Die Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs bei der Aufstellung der folgenden Berechnungsmodelle erfolgt nach den Ausführungen in Abschn. 5.9.

5.11.2 Zentrische Zugfestigkeit von Stahlleichtbetonstäben bei TT

Um die Rißbildung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben bei TT analytisch beschreiben zu können, ist die zutreffende Formulierung der Zugfestigkeit des Betons bei TT erforderlich. Bekanntlich darf die an kleinen Betonproben unter Laborbedingungen ermittelte Zugfestigkeit nicht auf Stahlbetonbauteile in der Baupraxis übertragen werden /22, 26/. Die Bauteildicke, sog. Mischungsstreuungen, und die veränderten Bedingungen, unter denen der Beton auf der Baustelle verarbeitet wird, haben einen wesentlichen Einfluß auf die Zugfestigkeit.

Die Zugfestigkeit der Stahlleichtbetonstäbe - definiert als die maximal aufnehmbare Betonzugspannung unmittelbar vor der Erstrißbildung - läßt sich wie folgt ermitteln (s. Abschn. 5.9.4):

$$\beta_{z,9} = \sigma_{bz} + \frac{N_R^1}{A_{1,9}} \quad (5.21)$$

σ_{bz} ist die aktuelle thermische Zwangspannung (Druck) im Beton (Tab. 5.5); N_R^1 ist die unmittelbar vor der Rißbildung vorhandene Normalkraft. Die Biegebeanspruchung der Versuchskörper infolge Eigengewicht wurde berücksichtigt, indem die tatsächliche Momentenfläche im Meßbereich durch eine rechteckige ersetzt wurde. Die Gleichung wurde für die Erstrißbildung an der Sollrißstelle sowie für die "Erstrißbildung" im Regelquerschnitt ausgewertet. Die Berücksichtigung der Sollrißstellen bei der Ermittlung der Zugfestigkeit bringt einige Ungenauigkeiten mit sich, da nur mit geringer Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden kann, daß der Sollriß und der Ort der geringsten Zugfestigkeit im Versuchskörper zusammenfallen. Das Versuchsergebnis der Zugfestigkeit ist im Bild 5.50 aufgetragen. Die Streuung der gemessenen Zugfestigkeit ist bei TT besonders groß. Die an den Sollrißstellen ermittelte Betonzugfestigkeit ist weit höher als die am Regelquerschnitt ermittelte. Auf die Problematik der Zugfestigkeitsermittlung an der Sollrißstelle wurde schon zuvor hingewiesen.

Weiterhin fällt auf, daß die im ungeschwächten Stabbereich ermittelte TT-Zugfestigkeit kleiner ist als die entsprechende RT-Zugfestigkeit. Vermutlich ist dieses Ergebnis auf eine Überschätzung der mittelbar aus dem Versuchsergebnis abgeleiteten thermischen Zwangbeanspruchung zurückzuführen (siehe auch Tab. 5.5). Das Ergebnis der Zugfestigkeit nach Gl. (5.21) wird wesentlich von der Höhe des thermischen Zwangs bestimmt.

In /22/ wird unter Anwendung statistischer Methoden der Zusammenhang zwischen Würfeldruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von Beton bei RT beschrieben. Die Streuung der Betonzugfestigkeit wird dabei durch die Angabe der 5 %- und 95 %-Fraktilen berücksichtigt. Nach /22/ nimmt die Betonzugfestigkeit bei Bauteildicken in der Größenordnung von ca. 40 cm um 25 % ab. Legt man das mittlere Ergebnis für den Zusammenhang zwischen der an kleinen Betonproben ermittelten Druckfestigkeit und

der Spaltzugfestigkeit ($\beta_{SZ,9} = 0,26 \beta_{c9}^{2/3}$, s. Bild 2.5 von /8/) zugrunde, so läßt sich die Zugfestigkeit von Stahlleichtbetonbauteilen in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$\beta_{z,9,5\%} = 0,095 \cdot \beta_{c9}^{2/3} \quad (5.22)$$

$$\beta_{z,9,m} = 0,172 \cdot \beta_{c9}^{2/3} \quad (5.23)$$

$$\beta_{z,9,m} = 0,249 \cdot \beta_{c9}^{2/3} \quad (5.24)$$

β_{c9} nach Gl. (2.1) von /8/

In Bild 5.50 ist das Ergebnis der Auswertung der Gln. (5.22) bis (5.24) den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Die LB-Zugfestigkeit der RT-Versuchskörper kann in guter Näherung mit dem Mittelwert der Zugfestigkeit nach Gl. (5.23) beschrieben werden. Unter Berücksichtigung der Bemerkungen zuvor ist eine TT-Zugfestigkeit von Stahlleichtbetonstäben zu erwarten, die zwischen dem 5 %-Fraktilwert nach Gl. (5.22) und dem Mittelwert nach Gl. (5.23) liegt. Dies ist noch durch weitere TT-Versuche abzusichern.

Zum Vergleich ist im Bild 5.50 zusätzlich die an kleinen Betonproben ($\emptyset = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$) ermittelte Spaltzugfestigkeit bei TT eingetragen.

5.11.3 Stahlspannung vor und nach Erstrißbildung

Bei der Berechnung der bei der Erstrißbildung vorhandenen Normalkraft wird vom Mittelwert der Zugfestigkeit nach Gl. (5.23) ausgegangen. Es wird vorausgesetzt, daß vor und nach der Erstrißbildung die Normalkraft N_R^1 am Stahlbetonquerschnitt angreift. Nach Gl. (5.7) herrscht dann unmittelbar vor der Erstrißbildung (noch Zustand I) im Bewehrungsstahl die Spannung:

$$\sigma_{s9}^I = \sigma_{s9z} + \frac{N_R^1 \cdot n_9}{A_{s9}} \quad (5.25)$$

σ_{s9z} = thermische Stahlschwangspannung nach Tab. (5.5)

Unmittelbar nach der Erstrißbildung beträgt die Stahlspannung nach den Ausführungen in Abschnitt 5.9.5:

$$\sigma_{sR}^1 = \frac{N_R^1}{A_s} \quad (5.26)$$

Der Spannungssprung im Bewehrungsstahl bei Erstrißbildung ergibt sich aus den Gln. (5.25) und (5.26) zu:

$$\Delta \sigma_{sR} = \sigma_{sR}^1 - \sigma_{sR}^I = \frac{N_R^1}{A_s} - \sigma_{sR}^I - \frac{N_R^1 \cdot n_g}{A_{I,g}} \quad (5.27)$$

5.11.4 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

a) Mittlere Dehnung

In /16, 28/ wird ein Beiwert $k(\sigma_{sR})$ formuliert, mit dem die Mitwirkung des Betons auf Zug bei RT berücksichtigt wird. Der Beiwert $k(\sigma_{sR})$ wurde dabei aus Messungen mittlerer Verformungen von biegebeanspruchten Stahlbetonstäben im Bereich konstanten Momentes entwickelt. Es wird vorgeschlagen, die mittlere Stahldehnung nach der folgenden, bekannten Beziehung zu berechnen:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sR} - k(\sigma_{sR}) \frac{2 \beta_z}{\mu \cdot E_s} \quad (5.28)$$

$$k(\sigma_{sR}) = \max k \frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} = 0,5 \cdot \frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \quad (5.29)$$

Der Beiwert $k(\sigma_{sR})$ beschreibt in verschmierter Form die Verteilung der Zugfestigkeit des Betons, die Zugzone zwischen den Rissen, die Verbundspannungsverteilung und den Rißabstand.

Die Ableitungen gemäß Gln. (5.28) und (5.29) gelten strenggenommen unter den folgenden Voraussetzungen:

- Der Rißabstand ist über die Trägerlänge konstant.
- Alle Risse sind Trennrisse.
- Aus den beiden ersten Bedingungen folgt: Die Stahlspannungs- und Dehnungsverteilung und die Verbundspannungsverteilung entlang des Stahles zwischen zwei benachbarten Rissen sind in jedem Rißintervall gleich.

Die Gleichungen sind demnach nur für Stahlbetonstäbe gültig, deren Zugzone gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt ist. In diesem Fall ist die Einleitungslänge l_1 des Verbundes größer als die St. Venant'sche Störlänge l_k /29/. Dies trifft bei den hier untersuchten Versuchskörpern nicht zu. Die Bewehrung ist an den Außenseiten konzentriert, so daß sich neben den Trennrissen auch die schon beschriebenen Einrisse bilden.

Zur Zeit ist eine geschlossene Beschreibung der mittleren Stahldehnungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen nicht möglich. Aus diesem Grunde wird vorgeschlagen, von den Gln. (5.28) und (5.29) auszugehen und diese für TT zu modifizieren.

Unter Berücksichtigung des Einflusses der inneren thermischen Zwangbeanspruchung auf die Erstrißbildung folgt aus den Gln. (5.28) und (5.29):

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sR} \left[1 - \left(\frac{\beta_{z,g} - \sigma_{bgz}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \cdot [1 + (n_g - 1) \cdot \mu] \right] \quad (5.30)$$

Die Gl. (5.30) ist gleichermaßen bei RT gültig. In diesem Fall ist die thermische Betonzwangsspannung σ_{bgz} zu Null zu setzen. Bei der Auswertung der Gl. (5.30) wird von der aus Meßwerten ermittelten Betonzugfestigkeit im ungeschwächten Stabbereich ausgegangen (Bild 5.50). Der Einfluß der Sollrißstellen auf die Rißbildung kann mit Gl. (5.30) nicht beschrieben werden. Dies ist für die Anwendung der Gl. (5.30) in der Praxis ohne Bedeutung.

Die Bilder 5.25 und 5.26 zeigen das Ergebnis der Auswertung von Gl. (5.30) für die Versuchskörper. Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird von der Gl. (5.30) zum Teil unterschätzt, zum Teil überschätzt. Dies ist im wesentlichen auf den Einfluß der Sollrißstellen auf die Erstrißbildung zurückzuführen. Betrachtet man dagegen allein den Anstieg der mittleren Dehnungen im Rißbildungsbereich, so ist eine befriedigende Übereinstimmung von Versuchs- und Rechenergebnis festzustellen.

b) Dehnsteifigkeit

Über die Berechnung der Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben im Zustand I wurde bereits in Abschnitt 5.10.6 berichtet. Die analytische Beschreibung der Dehnsteifigkeit im Rißbildungsbereich folgt aus den Gln. (5.18) und (5.30):

Dehnsteifigkeit:

$$K_{Dg} = \frac{N}{\epsilon_m} = \frac{N}{\epsilon_{sR} \left[1 - \left(\frac{\beta_{z,g} - \sigma_{bz,z}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \cdot [1 + (n_g - 1) \cdot \mu] \right]} \quad (5.31)$$

Bezogene Dehnsteifigkeit:

$$k_{Dg} = \frac{K_{Dg}}{K_{Dg}^I} = \frac{K_{Dg}}{E_{bg} \cdot A_{I,g}} = \frac{N \cdot n_g}{\sigma_{sR} \cdot A_{I,g} \left[1 - \left(\frac{\beta_{z,g} - \sigma_{bz,z}}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 \cdot [1 + (n_g - 1) \cdot \mu] \right]} \quad (5.32)$$

Die rechnerische bezogene Dehnsteifigkeit nach Gl. (5.32) ist in den Bildern (5.34) und (5.35) dem Versuchsergebnis gegenübergestellt. Die Übereinstimmung beider Ergebnisse ist befriedigend. Der horizontale Versatz beider Ergebnisse ist wiederum auf den Einfluß der Sollrißstellen auf die Erstrißbildung zurückzuführen. Der rechnerische Ansatz verliert seine Gültigkeit, wenn die Bewehrungsstäbe im Riß die Streckgrenze erreichen.

5.11.5 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

Zur Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse im Zustand II ist ein Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes erforderlich. Über zahlreiche Verbunduntersuchungen an Normalbeton bei TT wurde in /2, 10, 30, 41, 61/ berichtet. In /8/ sowie im vorliegenden Bericht werden erste TT-Verbunduntersuchungen an LB vorgestellt. Nach Abschnitt 4.6 lassen sich die Verbundspannungs- Verschiebungs-Linien für LB bei TT mit dem folgenden Ansatz beschreiben:

$$\tau_{vg} = A_g \cdot v^{B_g} \quad v \leq 0,3 \text{ mm} \quad (5.33)$$

Bei der Entwicklung eines Stoffgesetzes des verschieblichen Verbundes wird das Rechenergebnis der τ_v -v-Linie des Verbundprobekörpers mit den folgenden Parametern zugrunde gelegt (s. Tabelle 4.1): Versiegelung in Folie, Betondeckung $c = 2 d_s$, Betonierrichtung senkrecht zur Längsachse der Bewehrungsstäbe. Diese Parameter entsprechen den Verbundverhältnissen der im Verbund-

bereich I der Versuchskörper liegenden Bewehrungsstäbe. Damit lautet das Verbundgesetz nach Gl. (5.33) bei RT und TT:

$$\tau_{v9} = 55,63 \cdot v^{0,56} \quad \text{bei RT} \quad (5.34)$$

$$\tau_{v9} = 167,76 \cdot v^{0,62} \quad \text{bei TT} \quad (5.35)$$

Im Bild 5.51 ist die Auswertung der τ_v - v -Funktion nach den Gl.n. (5.34) und (5.35) aufgetragen. Die rechnerische Verbundspannung wurde dabei auf die Zylinderdruckfestigkeit nach Gl. (2.1) von /8/ bezogen, obwohl mit den vorliegenden Untersuchungen die Allgemeingültigkeit der rechnerischen Kennlinien nach Bild 5.51 noch nicht geklärt werden konnte.

In /19/ wurde ein Ansatz entwickelt, mit dem unter Berücksichtigung der τ_v - v -Beziehung die Stahlspannung entlang der Stabachse bei RT explizit beschrieben werden kann. In /3, 8, 10, 41/ wurde dieser Ansatz für TT-Berechnungen in folgender Form modifiziert:

$$\sigma_{s9}(x) = \left[1 + \frac{\sigma_{s9R} \cdot \sigma_{s9}^I}{\sigma_{s9}^I} \cdot \left(\frac{l_{19} - x}{l_{19}} \right)^{\frac{1+B(9)}{1-B(9)}} \right] \cdot \sigma_{s9}^I \quad (5.36)$$

mit der Eintragungslänge l_{19} :

$$l_{19} = \left[\frac{1+B(9)}{1-B(9)} \cdot \frac{d_s}{4 \beta_{c9} \cdot a(9)} \cdot (\sigma_{s9R} \cdot \sigma_{s9}^I) \left(\frac{2}{1-B(9)} \cdot \frac{E_{s9}}{\sigma_{s9R}} \right)^{B(9)} \right]^{\frac{1}{1+B(9)}} \quad (5.37)$$

σ_{s9R} = Stahlspannung im Riß nach Gl.(5.10)

σ_{s9}^I = Stahlspannung im Zustand I nach Gl. (5.7)

$a(9) = A(9)/\beta_{c9}$

Dieser Ansatz setzt ein ideal-elastisches Materialverhalten der Baustoffe Stahl und Beton voraus. Diese Bedingung ist in dem hier betrachteten Beanspruchungsbereich bei RT und TT erfüllt. Der Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Stahlspannungen ist vernachlässigbar

klein. Darüber hinaus dürfen die Gln. (5.36) und (5.37) nur für den Beanspruchungsbereich verwendet werden, in dem sich die Einleitungsbereiche benachbarter Risse nicht überschneiden.

Die Berechnung der Stahlspannungen gemäß den Gln. (5.36) und (5.37) wurde für eine Belastung durchgeführt, bei der die Sollrisse bereits aufgegangen waren und bei der die gemessenen Stahldehnungen noch keine Überschneidung der Einleitungsbereiche zeigten. In den Bildern 5.52 bis 5.55 ist der gemessene und berechnete Stahlspannungsverlauf entlang der Stabachse für die Bewehrungsstäbe im Verbundbereich I und II für eine gewählte Laststufe aufgetragen. *

Wie schon in Abschnitt 5.10.5 beschrieben, führen tiefe Temperaturen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen. In gleicher Weise - aber weniger ausgeprägt - wirkt sich die Lage des Bewehrungsstahls im Verbundbereich I gegenüber der Lage im Verbundbereich II aus. Die Bilder 5.52 und 5.55 zeigen eine gute Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis. Zum Teil stimmt die rechnerische Stahlspannung im Sollriß nicht vollständig mit der im Versuch ermittelten Stahlspannung überein. Dies ist auf die nicht exakt zentrische Lage der Stahl-DMS im Sollriß zurückzuführen. Besonders sei hier auf das Ergebnis für den Versuchskörper DL2 (Bild 5.53) hingewiesen, bei dem sich an beiden Sollrißstellen kein Trennriß bildete. Betrachtet man die Neigung des Stahlspannungsverlaufs neben den Trennrissen, so ist auch hier für den Verbundbereich I eine gute Übereinstimmung von Versuchs- und Rechenergebnis festzustellen.

5.11.6 Rißbildung

a) Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

Der übliche Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes lautet:

$$s_{Rme} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d}{\mu_{ef}} \quad (5.38)$$

In dieser Formel stellt der erste Term den Anteil der Krafteinleitung nach dem Prinzip von St. Venant dar. Der zweite Term beschreibt die Einleitung der Stahlzugkraft im Riß über Verbund in den Beton. Die einzelnen Faktoren in der Gl. (5.38) werden in der Literatur unterschiedlich angegeben.

Vergleichend wurden die mittleren Endrißabstände nach den Ansätzen verschiedener Verfasser berechnet, so z.B. nach /15, 18, 20, 32, 33, 34, 64/. Die Berechnungsergebnisse der einzelnen Lösungen streuen in einem weiten Bereich. Die auf den Ansatz nach Gl. (5.38) aufbauenden Berechnungsvorschläge ergeben im allgemeinen größere mittlere Endrißabstände (TR + ER) als die Versuche. Es werden in den Vergleich sowie in alle weiteren Ausführungen nur die im Verbundbereich I gemessenen mittleren Endrißabstände einbezogen. Im folgenden werden auszugsweise nur zwei Lösungsvorschläge vorgestellt.

Nach /32/ läßt sich der mittlere Endrißabstand nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$s_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.39)$$

$$\text{mit } \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 = \frac{1}{4} \cdot 0,5 \cdot 1,0 = 0,125$$

Das Bild 5.56 zeigt, daß die gemessenen Endrißabstände aller Risse (TR + ER) von der Berechnung weit überschätzt werden.

Der Faktor $k_2 = 0,5$ in der Gl. (5.39) beschreibt den Zusammenhang β_{bZ}/τ_{1m} zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{1m} (für gerippte Betonstähle) und der Betonzugfestigkeit β_{bZ} . Der Faktor k_2 trifft unter Berücksichtigung der genannten Eigenschaften für LB bei RT und TT nicht zu. Zur Modifizierung von $k_2 = \beta_{bZ}/\tau_{1m}$ für LB wird von den folgenden Faktoren ausgegangen (s. Bilder 2.2 und 4.7):

bei RT:

$$\begin{aligned} \beta_{bZ} (+ 20 \text{ } ^\circ\text{C}) &= 3,0 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{1m} (+ 20 \text{ } ^\circ\text{C}) &= 15 \text{ N/mm}^2 \text{ (für mittlere Beanspruchung; } v \approx 0,1 \text{ mm)} \\ k_2 (+ 20 \text{ } ^\circ\text{C}) &= \beta_{bZ}/\tau_{1m} \approx 0,20 \end{aligned}$$

bei TT:

$$\begin{aligned} \beta_{bZ} (- 170 \text{ } ^\circ\text{C}) &= 4,5 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{1m} (- 170 \text{ } ^\circ\text{C}) &= 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (für mittlere Beanspruchung; } v \approx 0,1 \text{ mm)} \\ k_2 (- 170 \text{ } ^\circ\text{C}) &= \beta_{bZ}/\tau_{1m} \approx 0,13 \end{aligned}$$

Damit lautet der modifizierte Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes von Stahlleichtbetonstäben:

$$s_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} k_2(\vartheta) \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.40)$$

mit $k_2 (+ 20 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,20$

$k_2 (- 170 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,13$

In Bild 5.57 ist das Auswertungsergebnis der Gl. (5.40) für die Versuchskörper aufgetragen. Der mittlere Endrißabstand aller Risse (HR + NR), der für die praktische Rißbeurteilung von Bauteilen wesentlich ist, wird in guter Näherung mit dem modifizierten Ansatz nach Gl.(5.40) beschrieben.

In /20, 21, 31, 36/ wird der Mechanismus der Rißbildung als Krafteinleitungsproblem betrachtet. Die äußere Kraft ist die am Rißufer angreifende Stahlzugkraft. Zwischen zwei bereits bestehenden Rissen bilden sich Zugspannungskreise aus. Innerhalb des Kreises entsteht ein neuer Riß, sobald die Zugspannung die Betonzugfestigkeit überschreitet. Die Rißlänge wird durch den Durchmesser des Spannungskreises bestimmt. Der mittlere Endrißabstand ergibt sich aus dem folgenden Ansatz:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e \quad (5.41)$$

mit $k = 1,5 \div 2,5 \quad k_m = 2,0$

In Gl. (5.41) ist t_e die effektive Betondeckung, die sich nach /21/ in Abhängigkeit von der Betondeckung c_b und vom Stababstand s berechnen läßt. Das Bild 5.58 zeigt, daß der mittlere Endrißabstand aller Risse (TR + ER) sowie der TR allein zutreffend mit Gl. (5.41) beschrieben werden kann.

Das Ergebnis der Vergleichsberechnungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit den konventionellen Ansätzen, bei denen sich der mittlere Endrißabstand aus einem Krafteinleitungs- und einem Verbundeinleitungsanteil zusammensetzt, werden im allgemeinen größere mittlere Endrißabstände ermittelt als in den Versuchen gemessen.

- In /20/ wird eine Lösung vorgestellt, die ausschließlich vom Krafteinleitungsmechanismus ausgeht. Das Ergebnis liefert eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen mittleren Endrißabständen (HR + NR) und den im Versuch beobachteten mittleren Endrißabständen.
- Zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes wird vorgeschlagen, unter Ansatz der realen Zugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung von LB bei RT und TT den modifizierten Ansatz nach Gl. (5.40) zu verwenden.
- Die zuvor beschriebenen Ansätze klären nicht die im Versuch beobachteten geringfügig größeren Endrißabstände (TR + ER) bei TT. In der vorliegenden Forschungsarbeit werden Stahlbetonstäbe mit praxisnahen Abmessungen und mit am Bauteilrand konzentrierter Biegezugbewehrung behandelt. In solchen Bauteilen ist die Verbundeintragungslänge l_v kleiner als die Krafteinleitungslänge. Die Krafteinleitungslänge l_k ist dabei die Länge, die erforderlich ist, um in einem Abstand l_k von einem Riß eine nahezu lineare Spannungsverteilung über den Querschnitt aufzubauen /14, 29, 37, 38/.

Um den Einfluß der Verbundeintragungslänge und der Krafteinleitungslänge auf den mittleren Endrißabstand insbesondere bei tiefen Temperaturen richtig erfassen zu können, sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

b) Rißbreiten

Aus versuchstechnischen Gründen konnten in der geschlossenen Kältekammer die Rißbreiten nur an den beiden Sollrißstellen gemessen werden (s. Abschn. 5.7.3). Aus diesem Grunde ist eine zu geringe Anzahl von Meßergebnissen vorhanden, um die Rißbreitenverteilung $W_{95\%} - W_m - W_{5\%}$ ermitteln zu können. Die im Versuch gemessenen Rißbreiten erlauben allerdings die qualitative Beurteilung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Rißbreitenentwicklung.

In Abschn. 5.11.6 a) wurde festgestellt, daß die Beschreibung des mittleren Endrißabstandes in guter Näherung mit dem modifizierten Ansatz nach /32/ gelingt. Bei der Berechnung der kritischen bzw. mittleren Rißbreite wird ebenfalls von dem Ansatz nach /32/ ausgegangen. Dabei wird der Faktor k_2 , der den Zusammenhang zwischen der Betonzugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung angibt, in modifizierter Form nach Abschn. 5.11.6 a) eingeführt. Kritische Rißbreite und mittlere Rißbreite lassen sich damit nach den folgenden Gleichungen beschreiben:

$$w_k = w_{95} = k_4 \left(50 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \cdot \frac{\sigma_{sR}}{E_{s9}} \cdot \left[1 - k_5 \cdot k_6 \cdot \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} \right] \quad (5.42)$$

$$w_m = w_k / 1.7 \quad (5.43)$$

mit den Faktoren bei RT und TT:

$$k_3 = 1,0 \text{ (reine Zugbeanspruchung)}; k_4 = 1,7; \\ k_5 = 1,0; k_6 = 1,0$$

$$\frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} = \left(\frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \right)^2 \leq 0,5$$

bei RT:

$$k_2 (+ 20 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,20$$

bei TT:

$$k_2 (- 170 \text{ } ^\circ\text{C}) = 0,13$$

Die Stahlspannung im Riß wird nach Abschnitt 5.9.5 ermittelt. Die Erstrißstahlspannung σ_{sR}^1 im Sollriß ist der Tabelle 5.7 zu entnehmen. Der Stahl-E-Modul ist tieftemperaturabhängig einzusetzen.

In den Bildern 5.59 bis 5.62 ist das Berechnungsergebnis der kritischen Rißbreite nach den Gl.n. (5.42) und (5.43) aufgetragen. Die gemessenen Rißbreiten der RT-Versuchskörper DL1 und DL2 werden in guter Näherung über den gesamten Beanspruchungsbereich hinweg durch das Berechnungsergebnis der mittleren Rißbreite w_m beschrieben. Bei TT (Bild 5.62) tendieren die gemessenen Rißbreiten bei höherer Beanspruchung zur kritischen Rißbreite nach Gl. (5.42). Beim Versuchskörper DL2 (Bild 5.60) konnte - wie schon beschrieben - nur die Rißbreite von ER gemessen werden. Die Breite des ER liegt zwar in der Größenordnung von w_k und w_m ; der Anstieg der gemessenen Einrißbreite mit zunehmen-

der Beanspruchung ist allerdings deutlich steiler als der berechnete Rißbreitenverlauf, dem eine Trennrißbildung zugrunde liegt. Zur Beschreibung der Rißbreite von ER sind weitere Untersuchungen unbedingt erforderlich.

6. ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über TT-Biegeversuche an Versuchskörpern aus Stahlleichtbeton berichtet. Die Versuchskörper stellen idealisiert LNG-Behälter-Bauteile dar. Auf Versuchen aufbauend, sollen unter Berücksichtigung der Parameter Prüftemperatur und Bewehrungsgrad die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbeton-Bauteilen bei TT studiert werden. Zur Formulierung entsprechender TT-Gesetze werden in vorangehenden Abschnitten die Materialkennwerte und Verbundeigenschaften von LB bei TT untersucht. Zu den TT-Materialkennwerten des hier verwendeten Bewehrungsstahls sei auf Abschnitt 3 der Forschungsarbeit /8/ verwiesen.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der TT-Untersuchungen zusammengestellt:

a) Materialkennwerte von LB bei TT

Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul von LB werden durch die in /8/ aufgeführten TT-Materialgesetze zutreffend beschrieben.

Vergleichende Untersuchungen an Begleitkörpern haben bestätigt, daß der Parameter "mittlere LB-Feuchte" keinen wesentlichen Einfluß auf die Höhe des Festigkeitszuwachses infolge TT hat.

b) Verbundverhalten von LB bei TT

Einfluß tiefer Temperaturen:

Die Verbundspannungen sind bei kleinen Stabendverschiebungen ($v \leq 0,01 \text{ mm}$) weitgehend unabhängig von der Temperatur.

Bei größeren Stabendverschiebungen ($v \geq 0,1 \text{ mm}$) nimmt die Verbundsteifigkeit bei TT deutlich zu.

Die Verbundfestigkeit wächst bei TT.

Bei $\vartheta = + 20, - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$ lassen sich die τ_v -v-Linien als geschlossene Linien darstellen.

Bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ treten schlagartige Relativverschiebungen auf. Die Verschiebungssprünge sind auf bei TT veränderte Verformungsmechanismen in der Verbundzone zurückzuführen.

Die maximale Stabendverschiebung bei $\vartheta = - 80 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ist größer als die maximale Stabendverschiebung bei $\vartheta = + 20$ und $- 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ fällt die maximale Stabendverschiebung unter den entsprechenden RT-Wert.

Tiefe Temperaturen fördern das Versagen durch Sprengbruch.

Es existiert kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den TT-Verbundspannungen von LB und den TT-Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul von LB. Der Anstieg der Verbundspannungen infolge TT ist größer als der entsprechende Anstieg der zuvor genannten Materialkennwerte.

Einfluß der Betonierrichtung:

Die Verbundsteifigkeit der Probekörper mit der Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung ist bei RT und TT kleiner als die Verbundsteifigkeit der Probekörper mit der Betonierrichtung in Stabziehrichtung. Dies ist auf die Hohlraumbildung und Wasseransammlung unter Stäben, die beim Betonieren waagerecht liegen, infolge Sedimentation des Frischbetons zurückzuführen.

Bei TT ist der Einfluß der Betonierrichtung nicht so deutlich ausgeprägt wie bei RT. Diese Beobachtung ist auf das Gefrieren der Wasseransammlung unter den Bewehrungsstäben zurückzuführen. Durch die Eisbildung wird die "Schwachstelle" quasi behoben.

In entsprechender Weise wird auch die Verbundfestigkeit von LB bei RT und TT von der Lage des Stabes zur Betonierrichtung beeinflusst.

Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes bei Betonierrichtung senkrecht zur Stablängsrichtung:

Die Verbundsteifigkeit versiegelter Probekörper ist bei Randlage (Verbundbereich I) bei RT und TT geringfügig größer als bei zentrischer Lage (Verbundbereich II). Dies ist auf das unterschiedliche Absetzen des Frischbetons unter dem Bewehrungsstab zurückzuführen, das bei zentrischer Lage mehr ausgeprägt ist als bei Randlage.

Bei den normalgelagerten Probekörpern dagegen ist die Verbundsteifigkeit bei Randlage deutlich kleiner als bei zentrischer Lage. Die Ursache hierfür liegt allerdings nicht - wie zunächst zu vermuten - im Einfluß der Betonfeuchte, sondern an der in den Versuchen beobachteten Schwindrißbildung an den normalgelagerten Probekörpern. Die Schwindrißbildung beeinträchtigt die Verbundsteifigkeit bei Randlage wesentlich, während die Schwindrißbildung bei zentrischer Lage einen vernachlässigbar kleinen Einfluß auf die Verbundsteifigkeit hat.

Die Verbundfestigkeit ist bei Randlage des Bewehrungsstabes deutlich kleiner als bei zentrischer Stablage.

Die Probekörper mit Randlage des Stabes versagen bei RT und TT gegenüber den Probekörpern mit zentrischer Stablage zunehmend durch Sprödbbruch.

Entsprechend ist die maximale Stabendverschiebung bei RT und TT bei Randlage kleiner als bei zentrischer Stablage.

Einfluß einer Querbewehrung:

Eine Querbewehrung erhöht die Verbundsteifigkeit bei RT und TT.

Eine Querbewehrung kann ein Versagen der Probekörper durch Sprengbruch nicht verhindern. Allerdings ist bei den verbügelten Probekörpern nach dem Reißen des Betonzugringes bei RT und TT eine weitere Laststeigerung möglich. Damit ist die Verbundfestigkeit von verbügelten Probekörpern größer als die von unverbügelten.

Eine Querbewehrung erhöht die maximale Stabendverschiebung bei RT und TT.

Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren LB-Feuchte:

Die Verbundsteifigkeit von LB höherer Feuchte ist bei RT und TT größer als die Verbundsteifigkeit von LB mit geringerer Feuchte.

Die Verbundfestigkeit ist bei RT weitgehend unabhängig von der mittleren Betonfeuchte.

Bei TT ist dagegen die Verbundfestigkeit von LB mit einer höheren Feuchte größer als die Verbundfestigkeit von einem LB geringerer Feuchte.

Ein eindeutiger Einfluß der mittleren Feuchte auf die maximale Stabendverschiebung besteht nicht.

Analytische Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT:

Die gemessenen τ_v -v-Linien lassen sich mittels eines TT-Verbundgesetzes zutreffend beschreiben. Die gemessenen Sprünge in den τ_v -v-Linien bei - 170 °C werden durch die Berechnung geglättet.

Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem im Verbundgesetz enthaltenen Faktor und Exponent einerseits und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul andererseits besteht bei TT nicht.

c) Beanspruchung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben unter Längszugkraft bei TT

Infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Stahl und LB wird in Stahlbetonstäben bei TT ein innerer thermischer Zwang aufgebaut. Die thermische Zwangbeanspruchung für Zustand I läßt sich mittels der Ableitungen in /8/, Abschnitt 5.9.2 berechnen. Gleichmaßen läßt sich die thermische Zwangbeanspruchung auch mittelbar aus dem Versuchsergebnis ermitteln. Berechnungsergebnis und Versuchsergebnis zeigen eine befriedigende Übereinstimmung.

Bei Ribbildung werden die thermischen Zwangsspannungen im Ribquerschnitt abgebaut. Im Zuge steigender Lastbeanspruchung und fortschreitender Ribbildung wird der thermische Zwang entlang der Stabachse zunehmend abgebaut.

Die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußerer Lasten läßt sich für den ungerissenen Zustand und für den vollständig gerissenen Zustand zutreffend analytisch beschreiben. Es besteht eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den im Versuch gemessenen Verformungen (Dehnungen) und den Verformungen nach der Berechnung.

Unter Berücksichtigung der Selbstvorspannung infolge des inneren thermischen Zwangs bei TT läßt sich die TT-Zugfestigkeit der Versuchskörper ermitteln. Es wird vorgeschlagen, im allgemeinen von dem 5 %-Fraktile-Wert auszugehen; bei der Bemessung von zwangsbeanspruchten Bauteilen sollte dagegen vorsichtigerweise der Mittelwert der TT-Zugfestigkeit zugrunde gelegt werden.

Tiefe Temperaturen sowie die Selbstvorspannung erhöhen die Erstrißlast beträchtlich. Entsprechend ist die Mitwirkung des LB auf Zug zwischen den Rissen bei TT erheblich größer als bei RT. Bei RT nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug mit wachsendem Bewehrungsgrad ab. Dieser Einfluß bleibt auch bei TT erhalten, ist allerdings weniger ausgeprägt.

Zur Berechnung der mittleren Stahldehnungen im Ribbildungsbereich wird von bei RT bekannten Ansätzen ausgegangen. Diese werden unter Berücksichtigung der thermischen Zwangsbeanspruchung und der tieftemperaturabhängigen Materialkennwerte für TT modifiziert. Es ergibt sich eine befriedigende Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis.

Die Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben ist im Zustand I bei TT deutlich höher als bei RT. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei gleicher Temperatur ist vergleichsweise klein. Im Ribbildungsbereich fällt die Dehnsteifigkeit bei RT und TT gleichermaßen steil ab. Nach abgeschlossener Ribbildung ist die Dehnsteifigkeit um so größer, je höher der Bewehrungsgrad und je tiefer die Temperatur ist. Der Einfluß tiefer Temperaturen überwiegt dabei, ist allerdings kleiner als im Zustand I. Die Dehnsteifigkeit kann mit den vorgeschlagenen Berechnungsansätzen im Zustand I und II zutreffend beschrieben werden.

Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen. Dies ist auf die Versteifung des Verbundes bei tiefen Temperaturen zurückzuführen. Es wird ein Berechnungsansatz angegeben, mit dem der Verlauf der Stahldehnungen entlang der Stabachse bei TT berechnet werden kann. Die Gültigkeit des Ansatzes endet, sobald die Einleitungsbereiche benachbarter Risse sich überschneiden.

Die Rißentwicklung läßt sich unabhängig von der Temperatur und vom Bewehrungsgrad im wesentlichen wie folgt charakterisieren:

Bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons reißt der Querschnitt. Es entsteht ein Trennriß. Nach weiterer Laststeigerung bilden sich weitere Trennrisse. Der Rißbildungsort ist zufallsbedingt. Zum Teil ist eine um den zuvor entstandenen TR konzentrierte Einrißbildung zu beobachten, bevor außerhalb dieses Bereichs - wieder zufallsbedingt - der nächste TR sich öffnet. Nach weiterer Laststeigerung ist das Endrißbild der TR weitgehend abgeschlossen. Anschließend bis unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze folgen schließlich nur noch einzelne ER. Ein eindeutiger Einfluß von Bewehrungsgrad und Temperatur auf die zum Teil unterschiedliche Rißentwicklung besteht nicht.

Der mittlere Endrißabstand aller Risse (TR + ER) ist bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ im Mittel ca. 12 % größer als bei RT. Ein geringerer Bewehrungsgrad bewirkt bei RT und TT einen größeren mittleren Endrißabstand als ein höherer Bewehrungsgrad. Mit einem modifizierten RT-Ansatz läßt sich der mittlere Endrißabstand bei RT und TT befriedigend genau ermitteln. Der Ansatz klärt allerdings noch nicht die bei TT beobachteten geringfügig größeren Endrißabstände. Hier sind noch weitere Untersuchungen erforderlich, um insbesondere den Einfluß von Verbund- und Krafteintragungslänge auf den mittleren Endrißabstand zutreffend zu erfassen.

Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollrißstellen gemessen werden. Die Risse an den Sollrißstellen waren in der Regel Trennrisse. Die Rißbreiten sind für gleiche Beanspruchungszustände bei TT deutlich kleiner als bei RT. Bei RT ist die Rißbreite bei geringerem Bewehrungsgrad geringfügig größer als bei höherem Bewehrungsgrad. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei TT kann wegen fehlender Meßergebnisse nicht beurteilt werden. Die Erstrißbreiten sind bei TT geringfügig größer als die

Erstribbreiten bei RT. Die mittlere Ribbreite bei stabilisiertem Ribbild ist bei RT bei größerem Bewehrungsgrad kleiner als bei geringem Bewehrungsgrad. Ein deutlicher Einfluß tiefer Temperaturen auf die mittlere Ribbreite bei stabilisiertem Ribbild besteht nicht. Die gemessenen Ribbreiten werden bei RT in guter Näherung durch das Rechenergebnis der mittleren Ribbreite w_m beschrieben. Bei TT tendieren die gemessenen Ribbreiten bei hoher Beanspruchung zur kritischen Ribbreite w_{95} . Die mittleren Ribbreiten von ER lassen sich mit dem vorgeschlagenen Rechenansatz nicht ermitteln. Zur Klärung sind hier noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Der Bruch von zentrisch auf Zug beanspruchten Stahlbetonstäben wird auch bei TT durch das Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung eingeleitet. Die Bruchnormalkraft kann unter Ansatz der 0,2 %-Dehngrenze bei TT mit dem vorgestellten Berechnungsmodell in guter Näherung berechnet werden.

7. LITERATUR

- /1/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dezember 1984
- /2/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985
- /3/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 5, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, August 1986
- /4/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, März 1987
- /5/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 7, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1987
- /6/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Thermische Dehnung und Restfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei bzw. nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, November 1984
- /7/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Strength and deformation of lightweight concrete of variable moisture content at very low temperatures. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 9, Number 1, February 1987
- /8/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Biegetragfähigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dezember 1987
- /9/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen. DAfStb, Heft 380, 1987
- /10/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. DAfStb, Heft 380, 1987
- /11/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. DAfStb, Heft 380, 1987
- /12/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1973
- /13/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer-Verlag, Berlin 1978

- /14/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität - Gesamthochschule Essen, September 1985
- /15/ CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /16/ Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975
- /17/ Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1976
- /18/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb, Heft 208, 1969
- /19/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- /20/ Brooms, B.B.; Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journals, Oct. 1965
- /21/ Brooms, B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, Nov. 1965
- /22/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 2/75, S. 55 - 58
- /23/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Sonderdruck aus der Festschrift Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Verlag Ernst & Sohn, 1984
- /24/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons, Beton 2/71, S. 57 - 60; Beton 3/71, S. 105 - 109
- /25/ Rostásy, F.S.: Baustoffe, Verlag W. Kohlhammer, 1983
- /26/ Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton-Herstellung und Verwendung 19 (1969), S. 68/70
- /27/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983
- /28/ Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 177, 1966
- /29/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation, Universität Essen, 1984
- /30/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984

- /31/ Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /32/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /33/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /34/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 5/1985
- /35/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1983
- /36/ Broms, B.B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks. ACI-Journal, Sept. 1965
- /37/ Fastabend, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen. Dissertation, Essen 1987
- /38/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /39/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAfStb, Heft 260, 1976
- /40/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum, Dezember 1984
- /41/ Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /42/ Richtlinien für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juni 1973. Beton 9/73
- /43/ Merkblatt I, II, III für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juli 1974. Beton 7/74 bzw. 8/74
- /44/ DIN 4219 (Ausgabe 1979) - Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Teil 1: Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung; Teil 2: Bemessung und Ausführung
- /45/ Aurich, H.: Kleine Leichtbetonkunde. Bauverlag, Wiesbaden 1971
- /46/ Weigler, H.; Karl, S.: Stahlleichtbeton. Herstellung - Eigenschaften - Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden 1971
- /47/ FIP Manual of Lightweight Aggregate Concrete. Surrey University Press, 1983

- /48/ Schmidt-Hurtienne, K.-D.: Ein Beitrag zur Frage der Prüfung von Zuschlägen und der Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation, TU Braunschweig, 1972
- /49/ Neisecke, J.; Schlothfeld, P.: Einfluß der Leichtzuschlag-Oberfläche auf Festigkeit und Feuchtigkeitshaushalt von Leichtbeton. Mitteilungsblatt für die MPA in Niedersachsen
- /50/ Grübel, P.: Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 2/1980
- /51/ Meyer, Chr.: Zur Bestimmung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit der groben Leichtzuschlag-Körner und deren Einfluß auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation, TU Hannover, 1974
- /52/ Berner, D.; Gerwick, B.; Polivka, M.: Static and cyclic behaviour of structural lightweight concrete at cryogenic temperatures. Journal ACI 83(5) 1986, S. 727 - 736
- /53/ Berner, D.; Gerwick, G.; Polivka, M.: Prestressed lightweight concrete in the transport of cryogenic liquids. Oceans 83, Conf. on effective use of the sea: an update, San Francisco, CA, Aug. 29, Sept. 1, 1983
- /54/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1982
- /55/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /56/ Erdmann, J.; Landwehrs, K.; Neisecke, J.; Rostásy, F.S.: Tieftemperatur-Prüftechnologien für Bewehrungs- und Spannstähle sowie Beton im Temperaturbereich + 20 °C bis - 180 °C. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1/83 und 2/83
- /57/ Martin, H.; Janovic, K.: Haftung von Betonstahl in Leichtbeton. Forschungsbericht, Institut für Massivbau, TU München, Juli 1969
- /58/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb, Heft 138, 1961
- /59/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160 °C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979
- /60/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures. Concrete Library of ISCE Vol. 1, Juli 1983
- /61/ Pfütznerreuther, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Diplomarbeit, Universität Essen, 1982
- /62/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAfStb, Heft 228, 1973

- /63/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Materiaux et construction, Vol. 3, No. 15, 1970
- /64/ Deutscher Beton-Verein e.V.: Merkblatt "Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau", Fassung April 1986

Tab. 2.1: Zusammensetzung des versiegelten ($u_m = 12,8 \%$) Konstruktionsleichtbetons (Probekörper für Ausziehversuche, Dehnkörper) und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche)

Eigenschaft	Einheit	Wert
Festigkeitsklasse	-	LB 45
Konsistenzbereich	-	K 2/3
Verdichtungsmaß	-	1,11
wirksamer Wasserzementwert $W/Z^4)$	-	0,46
Gesamtwassergehalt W_{ges}	kg/m ³	287
Wassergehalt der vorgefeuchteten Leichtzuschläge	kg/m ³	105
wirksamer Wassergehalt $W_{wirks.}$	kg/m ³	182
Zementgehalt Z	kg/m ³	350
EFA-Füller	kg/m ³	80
Fließmittel ¹⁾	kg/m ³	4,5
Zuschläge:		
Natursand 0/2 mm	kg/m ³	341 ³⁾
Liaporsand 0/4 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	202 ³⁾
Liaporkorn 4/8 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	241 ³⁾
Liaporkorn 8/16 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	259 ³⁾
Summe	kg/m ³	1043
Frischbetonrohddichte ¹⁾ (gemessene)	kg/dm ³	1,83
Betonrohddichte nach 28 Tg. ¹⁾	kg/dm ³	1,74
Würfeldruckfestigkeit ¹⁾ β_{w15} nach 28 Tg.	N/mm ²	55
Würfeldruckfestigkeit ¹⁾ β_{w15} bei Versuchsdurchführung (VD) nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	64
Elastizitätsmodul ^{1) 2)} bei VD nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	17.970
Spaltzugfestigkeit ¹⁾ bei VD nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	2,2
Feuchte ¹⁾ u_m bei VD nach ca. 150 Tagen bei Lagerung in Folie	%	12,8

1) Werte sind Mittelwerte

2) ermittelt an Probekörpern $\emptyset/h = 250/300$ mm

3) Gewicht: Zuschlag trocken

4) unter zusätzlichem Ansatz von $\frac{1}{2}$ Füller

Tab. 2.2: Zusammensetzung des normalgelagerten ($u_m = 7,0 \%$) Konstruktionsleichtbetons (Probekörper für Ausziehversuche) und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche)

Eigenschaft	Einheit	Wert
Festigkeitsklasse	-	LB 45
Konsistenzbereich	-	K 2/3
Verdichtungsmaß	-	1,10
wirksamer Wasserzementwert ³⁾	-	0,45
Gesamtwassergehalt W_{ges}	kg/m ³	224
Wasseraufnahme trockener Leichtzuschläge w_{30}	kg/m ³	42
wirksamer Wassergehalt $W_{wirks.}$	kg/m ³	182
Zementgehalt Z	kg/m ³	363
EFA-Füller	kg/m ³	82
Fließmittel ¹⁾	kg/m ³	5,0
Zuschläge:		
Natursand 0/2 mm (bei + 105 °C getrocknet)	kg/m ³	338
Liaporsand 0/4 mm (bei + 105 °C getrocknet)	kg/m ³	200
Liaporkorn 4/8 mm (bei + 105 °C getrocknet)	kg/m ³	239
Liaporkorn 8/16 mm (bei + 105 °C getrocknet)	kg/m ³	256
Summe	kg/m ³	1033
Frischbetonrohddichte ¹⁾ (gemessen)	kg/dm ³	1,75
Betonrohddichte nach 28 Tagen ¹⁾	kg/dm ³	1,72
Würfeldruckfestigkeit ¹⁾ β_{w15} nach 28 Tagen	N/mm ²	57
Würfeldruckfestigkeit ¹⁾ β_{w15} bei Versuchsdurchführung (VD) nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	65
Elastizitätsmodul ^{1) 2)} bei VD nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	18.160
Spaltzugfestigkeit ¹⁾ bei VD nach ca. 150 Tagen	N/mm ²	2,6
Feuchte ¹⁾ u_m bei VD nach ca. 150 Tagen bei Lagerung + 20 °C/65 % r.F.	%	7,0

1) Werte sind Mittelwerte

2) ermittelt an Probekörpern $\emptyset/h = 150/300$ mm

3) unter zusätzlichem Ansatz von $\frac{1}{2}$ Füller

Langsschnitt des Probe- körpers				
Querschnitt des Probe- körpers				
Beton	LB 45	LB 45	LB 45	LB 45
Betonstahl	BSI 420 / 500 RU $f_R = 0,072$; $d_s = 16$ mm	BSI 420 / 500 RU $f_R = 0,072$; $d_s = 16$ mm	BSI 420 / 500 RU $f_R = 0,072$; $d_s = 16$ mm	BSI 420 / 500 RU $f_R = 0,072$; $d_s = 16$ mm
Querbewehrung	-	-	BSI 420 / 500 RU, $d_s = 8$ mm	BSI 420 / 500 RU, $d_s = 8$ mm
Betondeckung	$c = 5d_s$	$c = 2d_s$	$c = 2d_s$	$c = 2d_s$
Betonrierrichtung	II, \perp Ziehrichtung	\perp Ziehrichtung	\perp Ziehrichtung	\perp Ziehrichtung
Lagerung, Feuchte	Folie $u_m = 12,8$ % + 20 °C / 65 % r F : $u_m = 7,0$ %	Folie $u_m = 12,8$ % + 20 °C / 65 % r F : $u_m = 7,0$ %	Folie : $u_m = 12,8$ % + 20 °C / 65 % r F : $u_m = 7,0$ %	Folie : $u_m = 12,8$ %
Prüftemperatur	$\vartheta = +20, -80, -170$ °C	$\vartheta = +20, -80, -170$ °C	$\vartheta = +20, -80, -170$ °C	$\vartheta = +20, -80, -170$ °C
Verbundlänge	$l_v = 3d_s$	$l_v = 3d_s$	$l_v = 3d_s$	$l_v = 3d_s$

Tab. 4.1: Probekörper und Prüfparameter für die Verbunduntersuchungen von LB bei tiefen Temperaturen

Tab. 4.2: Koeffizienten des Verbundgesetzes $\tau_v(\vartheta) = A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)}$ bei tiefen Temperaturen

Versuchsparameter	ϑ [°C]	$\tau_v(\vartheta) = A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)}$ $A(\vartheta)$ [N/mm ^(2+B)]	$B(\vartheta)$ [-]	
mittige Stablage	+ 20	38,40	0,42	
Betonierrichtung in Stabrichtung	- 80	90,29	0,68	
Lagerung: in Folie	- 170	167,97	0,63	
mittige Stablage	+ 20	28,90	0,38	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 80	43,82	0,26	
Lagerung: in Folie	- 170	170,75	0,65	
Randlage	+ 20	55,63	0,56	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 80	81,59	0,45	
Lagerung: in Folie	- 170	167,76	0,62	
Randlage	+ 20	59,42	0,49	
Bügel	- 80	88,79	0,51	
Betonierrichtung der Stabrichtung	- 170	122,08	0,50	
Lagerung: in Folie				
Ecklage	+ 20	60,66	0,45	
Bügel	- 80	97,29	0,47	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 170	302,52	0,68	
Lagerung: in Folie				
mittige Stablage	+ 20	48,91	0,59	
Betonierrichtung in Stabrichtung	- 80	82,61	0,68	
Lagerung: +20°C/65 % r.F.	- 170	222,06	0,86	
mittige Stablage	+ 20	23,28	0,39	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 80	51,20	0,46	
Lagerung: +20°C/65 % r.F.	- 170	225,16	0,87	
Randlage	+ 20	47,04	0,56	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 80	44,13	0,71	
Lagerung: +20°C/65 % r.F.	- 170	115,91	0,77	
Randlage	+ 20	57,80	0,55	
Bügel	- 80	100,40	0,65	
Betonierrichtung \perp Stabrichtung	- 170	98,92	0,54	
Lagerung: +20°C/65 % r.F.				

Tab. 5.1: Parameter der zentrischen Zugversuche

Versuchskörper	Beanspruchung	Bewehrung BSt 420/500 RU	Bewehrungs- grad μ [%]	Prüf- temperatur ϑ [°C]	Lagerung
DL1	zentrischer Zug	2 x 2 \varnothing 16	1,00	+ 20	versiegelt in Folie
DL2		2 x 2 \varnothing 16	1,00	- 170	
DL3		2 x 3 \varnothing 16	1,49	+ 20	
DL4		2 x 3 \varnothing 16	1,49	- 170	

Tab. 5.2: Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I

ϑ [°C]	Bewehrungsgrad $\mu = A_S/b \cdot d$					$\mu = 1,00 \%$				$\mu = 1,49 \%$			
	$E_{s\vartheta}^{1)}$ [N/mm²]	$E_{b\vartheta}^{2)}$ [N/mm²]	$n = \frac{E_{s\vartheta}}{E_{b\vartheta}}$ [-]	$\epsilon_{b\vartheta 0}$ [‰]	$\epsilon_{s\vartheta 0}$ [‰]	$\sigma_{s\vartheta z}$ [N/mm²]	$\sigma_{b\vartheta z}$ [N/mm²]	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ [‰]	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ [‰]	$\sigma_{s\vartheta z}$ [N/mm²]	$\sigma_{b\vartheta z}$ [N/mm²]	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ [‰]	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ [‰]
+ 20	205 700	17 970	11,45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
- 20	210 000	19 040	11,03	- 0,200	- 0,440	+ 45,40	- 0,45	+ 0,216	- 0,024	+ 43,56	- 0,65	+ 0,207	- 0,033
- 40	212 200	19 630	10,81	- 0,032	- 0,652	+ 118,73	- 1,19	+ 0,560	- 0,060	+ 113,21	- 1,70	+ 0,533	- 0,087
- 60	214 400	20 265	10,58	+ 0,408	- 0,859	+ 245,66	- 2,46	+ 1,146	- 0,121	+ 234,44	- 3,52	+ 1,093	- 0,174
- 80	216 500	20 963	10,33	+ 0,248	- 1,060	+ 256,73	- 2,57	+ 1,186	- 0,122	+ 245,24	- 3,68	+ 1,133	- 0,175
- 100	218 700	21 740	10,06	+ 0,072	- 1,254	+ 263,49	- 2,64	+ 1,205	- 0,121	+ 251,98	- 3,78	+ 1,152	- 0,174
- 135	222 500	23 450	9,49	- 0,224	- 1,572	+ 273,98	- 2,74	+ 1,231	- 0,117	+ 262,60	- 3,94	+ 1,180	- 0,168
- 170	226 300	27 570	8,21	- 0,472	- 1,855	+ 289,29	- 2,89	+ 1,278	- 0,105	+ 278,72	- 4,18	+ 1,231	- 0,152

1) Berechnung nach Gl. (3.2) von /8/

2) Berechnung nach Gl. (2.7) von /8/

Tab. 5.3: Querschnittswerte der Versuchskörper DL1 bis DL4 im Zustand I

Versuchskörper	ϑ [°C]	μ [%]	Querschnitt			
			Regelquerschnitt (ungeschwächt)		Sollbruchstelle (geschwächt)	
			A_b [cm ²]	A_{ig} [cm ²]	A_b [cm ²]	A_{ig} [cm ²]
DL1	+ 20	1,00	800,0	883,6	487,5	570,7
DL2	- 170	1,00	800,0	857,7	487,5	544,9
DL3	+ 20	1,49	800,0	925,4	487,5	612,3
DL4	- 170	1,49	800,0	886,5	487,5	573,6

Tab. 5.4: Gegenüberstellung der gemessenen Normalkräfte an der aktiven Krafteinleitungsseite und am Widerlager vom Versuchskörper DL4

Normalkraft N [kN]		Differenz [kN]	Abweichung [%]
Krafteinleitungs- seite	Widerlager- seite		
(1)	(2)	(3) = (1) - (2)	(4) = (3)/(1)·100
30,3	29,5	0,8	2,6
49,8	48,7	1,1	2,2
109,6	108,1	1,5	1,4
200,2	196,6	3,6	1,8
319,4	313,9	5,5	1,7
400,0	393,5	6,5	1,6
499,8	492,6	7,2	1,4
571,0	563,6	7,4	1,3
607,4	599,3	8,1	1,3
659,5	651,4	8,1	1,2
747,6	737,7	9,9	1,3
821,2	810,7	10,5	1,3
908,4	897,2	11,2	1,2
943,6	929,2	14,4	1,5

Tab. 5.5: Versuchsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I;
Vergleich mit dem theoretischen Ergebnis

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	$\bar{\epsilon}_{sgz}$ [‰] grafisch	σ_{sgz} [N/mm ²] Rechng. aus (4)	$\bar{\epsilon}_{bgz}$ [‰] Rechng. aus (4)	σ_{bgz} [N/mm ²] Rechng. aus (4)	$\frac{\text{innerer Zwang aus Versuch}}{\text{innerer Zwang aus Theorie (Tab.)}}$ [%]
DL2	- 170	1,00	+ 1,80	+ 407,3	- 0,148	- 4,08	141
DL4	- 170	1,49	+ 1,45	+ 328,1	- 0,177	- 4,88	118
							129,5 % (Mittelwert)

Tab. 5.6: Dehnsteifigkeit der Versuchskörper im Zustand I; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

			(1)	(2)	(3)	(4) = (1)/(2)	(5) = (1)/(3)
Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	$K_{D_i}^I$ [kN]	$K_{D_i}^I$ (hinten) ²⁾ [kN]	$K_{D_i}^I$ (vorn) ¹⁾ [kN]	hinten $K_{D_i}^I$ (Rechng.) $K_{D_i}^I$ (Versuch) [%]	vorn $K_{D_i}^I$ (Rechng.) $K_{D_i}^I$ (Versuch) [%]
			Rechng. Gl.(5.17)	Versuch Gl.(5.18)	Versuch Gl.(5.18)		
DL1	+ 20	1,00	1.587.829	1.266.667	1.995.000	125	80
DL2	- 170	1,00	2.364.679	2.834.646	3.157.895	83	75
DL3	+ 20	1,49	1.662.944	1.438.356	1.735.537	116	96
DL4	- 170	1,49	2.444.081	2.743.902	2.922.078	89	84
					Mittelwert	103	84

1) $\hat{=}$ Verbundbereich I

2) $\hat{=}$ Verbundbereich II

Tab. 5.7: Stahlspannungen nach Erstrißbildung an den Sollbruchstellen sowie im ungeschwächten Querschnitt und nach Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes

Versuchskörper	ϑ [°C]	μ [%]	Erstrißbildung				stabilisiertes Rißbild	
			Sollriß		Regelquerschnitt		N_E [kN]	σ_{sR}^E [N/mm²]
			N_R^{1s} 1) [kN]	σ_{sR}^{1s} [N/mm²]	N_R^{1R} 1) [kN]	σ_{sR}^{1R} [N/mm²]		
DL1	+ 20	1,00	123	154,5	148	185,9	330	415
DL2	- 170	1,00	- 2)	- 2)	431	541,5	549	690
DL3	+ 20	1,49	128	107,2	145	121,4	358	300
DL4	- 170	1,49	588	492,5	530	443,9	811	679

1) Normalkraft der unteren Einhüllenden

2) kein Trennriß durch Sollrißstelle

Tab. 5.8: Zusammenstellung der mittleren Endrißabstände der Trennrisse sowie von Trenn- und Einrissen

Versuchskörper	ϑ [°C]	Bewehrung	μ [%]	d_s/μ_{ef} ¹⁾ [cm]	mittlerer Endrißabstand		
					Trennrisse s_{Rme} [cm]	Trenn- u. Einrisse s_{Rme} [cm], hinten	Trenn- u. Einrisse s_{Rme} [cm], vorn
DL1	+ 20	2 x 2 Ø 16	1,00	128,6	16,2	11,6	8,8
DL2	- 170	2 x 2 Ø 16	1,00	128,6	21,6	10,8	9,7
DL3	+ 20	2 x 3 Ø 16	1,49	85,7	19,2	6,8	6,9
DL4	- 170	2 x 3 Ø 16	1,49	85,7	22,3	9,4	7,9

1) μ_{ef} nach CEB/FIP /15/

Tab. 5.9: Zusammenstellung der rechnerischen Bruchnormalkräfte und der im Versuch ermittelten Bruchnormalkräfte

Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	N_u^V 1) [kN]	N_u^R 2) [kN]	N_u^V/N_u^R [-]
DL1	+ 20	1,00	399,0 ³⁾ (400,0) ⁴⁾	385,3	1,04 (1,04)
DL2	- 170	1,00	639,0 (650,0)	637,6	1,00 (1,02)
DL3	+ 20	1,49	593 (608)	577,9	1,03 (1,05)
DL4	- 170	1,49	944 (950)	956,4	0,99 (0,99)
Mittelwert $N_u^V/N_u^R =$					1,02 (1,03)

1) Bruchnormalkraft nach Versuch

2) rechnerische Bruchnormalkraft

3) Normalkraft nach Kraftabfall (wegen Kolbenhubsteuerung) im Versuch

4) maximale kurzzeitig aufgebrachte Normalkraft im Versuch

Tab. 5.10: Rechnerische und gemessene Tragfähigkeitserhöhung
infolge tiefer Temperaturen

ϑ [°C]	μ [%]	$N_{u,\vartheta}^V / N_{u,+20}^V$ [-]	$N_{u,\vartheta}^R / N_{u,+20}^R$ [-]
- 170	1,00	1,60 (1,63)	1,65
- 170	1,49	1,59 (1,56)	1,65
Mittelwert		1,60 (1,60)	1,65

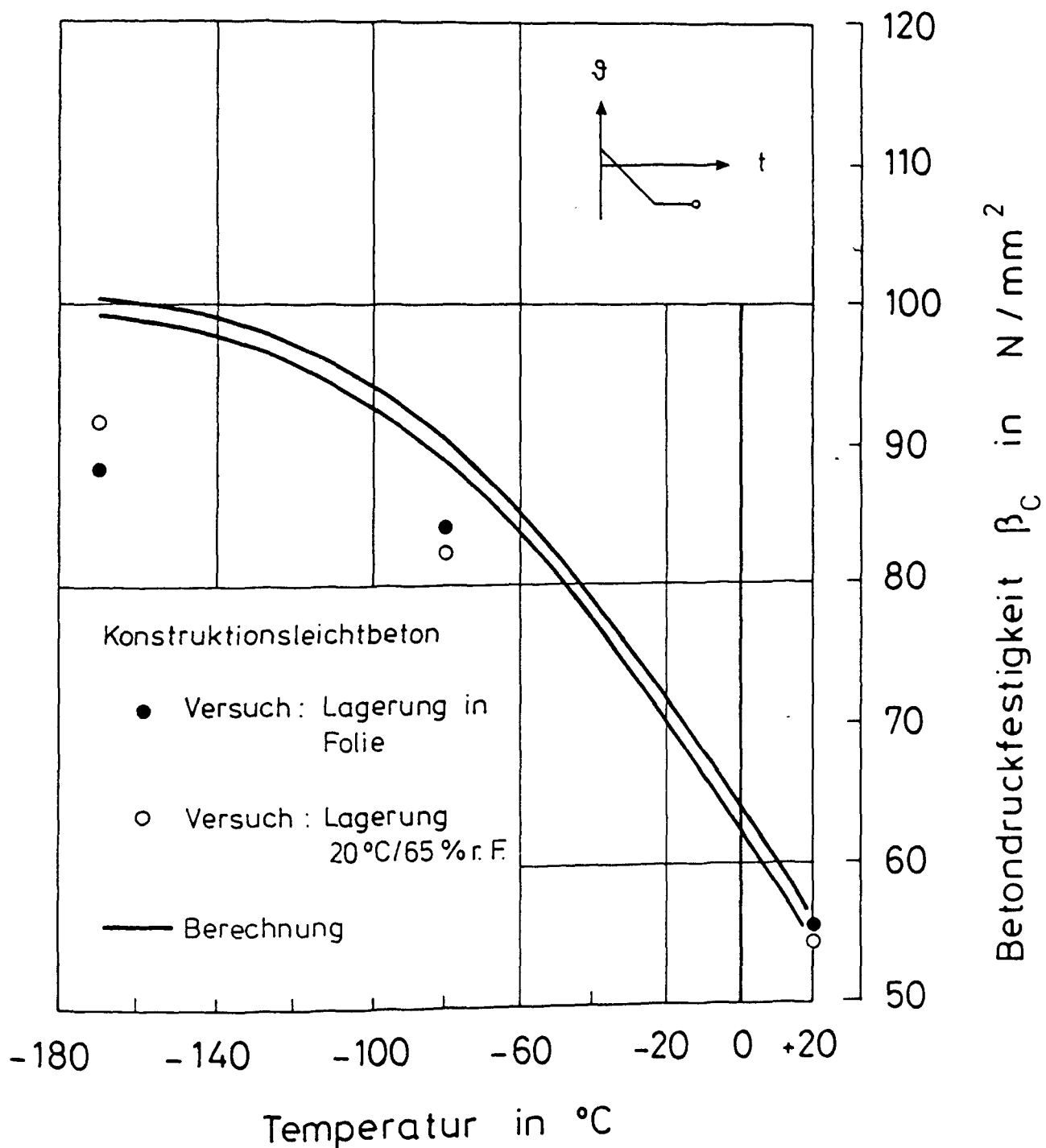


Bild 2.1: Zylinderdruckfestigkeit des LB bei TT im Alter von ca. 150 Tagen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

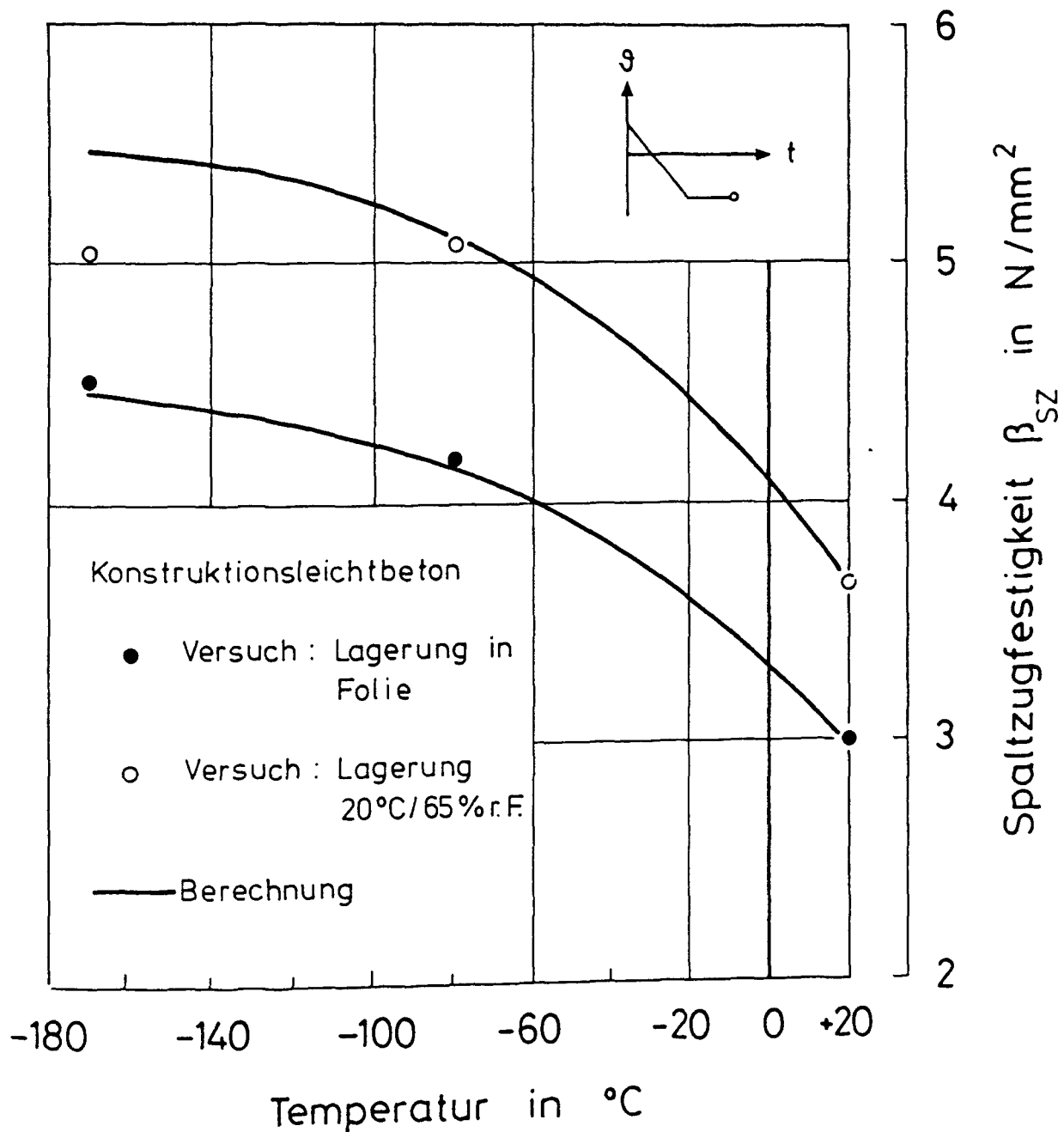


Bild 2.2: Spaltzugfestigkeit des LB bei TT im Alter von ca. 150 Tagen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

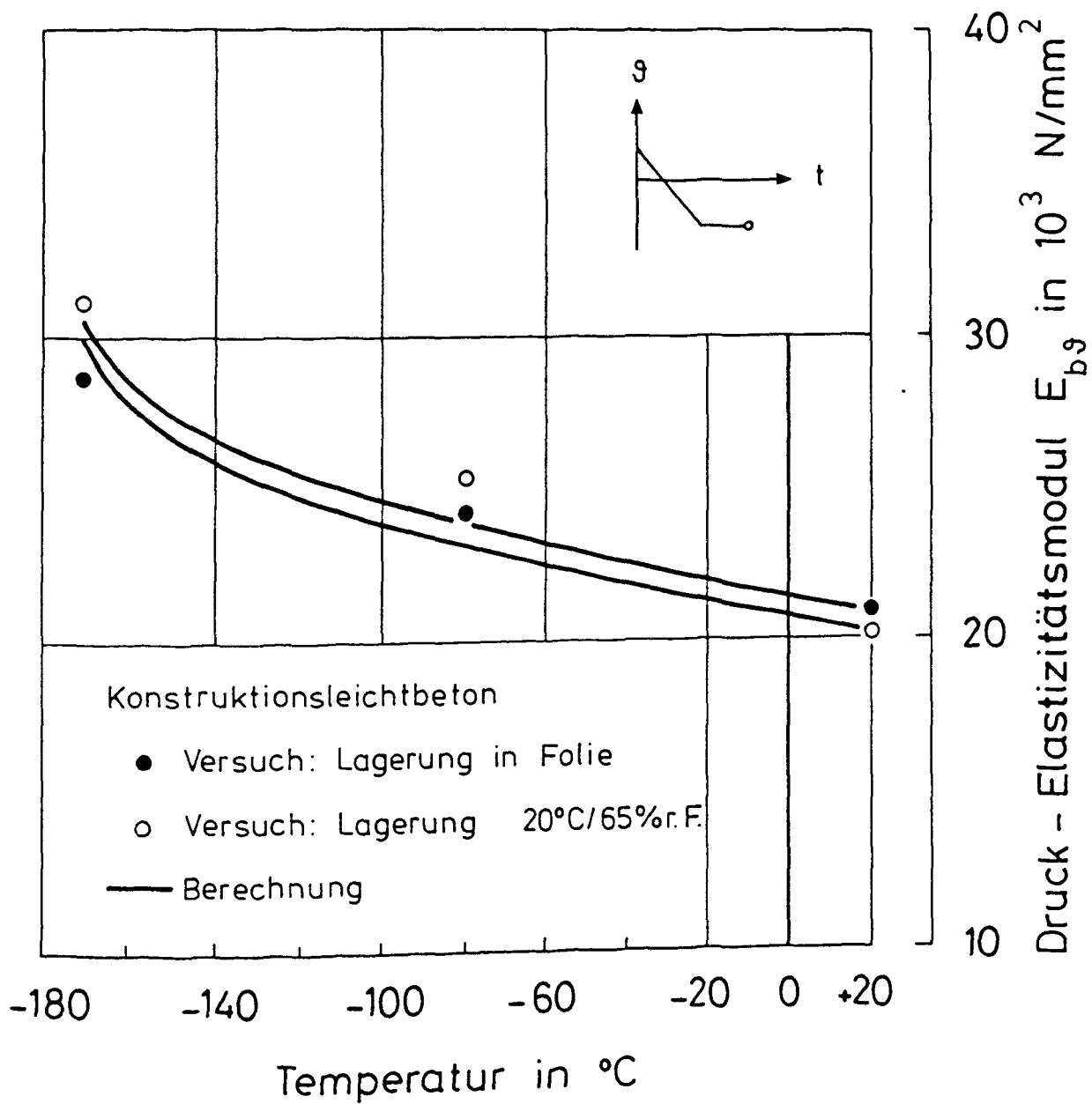


Bild 2.3: Druck-Elastizitätsmodul des LB bei TT im Alter von ca. 150 Tagen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

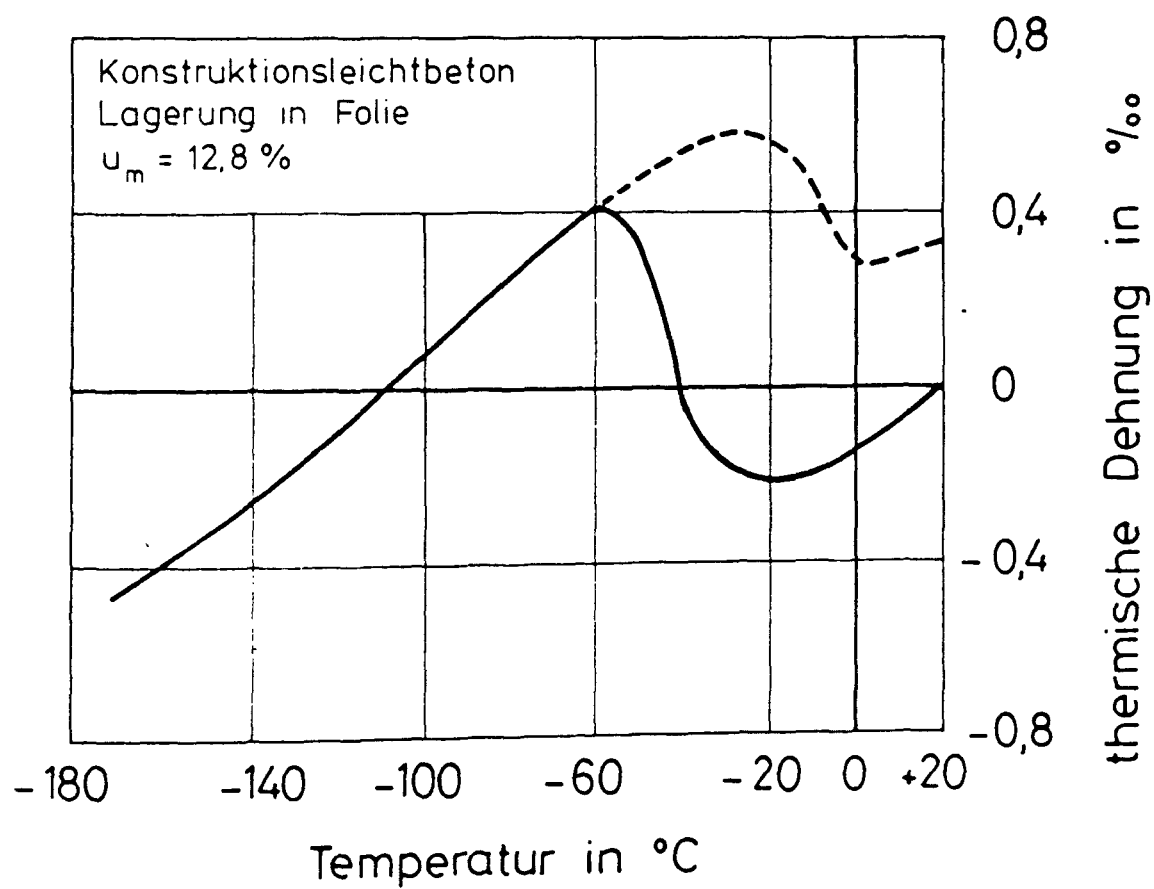


Bild 2.4: Thermische Dehnung des versiegelten LB bei TT im Alter von ca. 150 Tagen

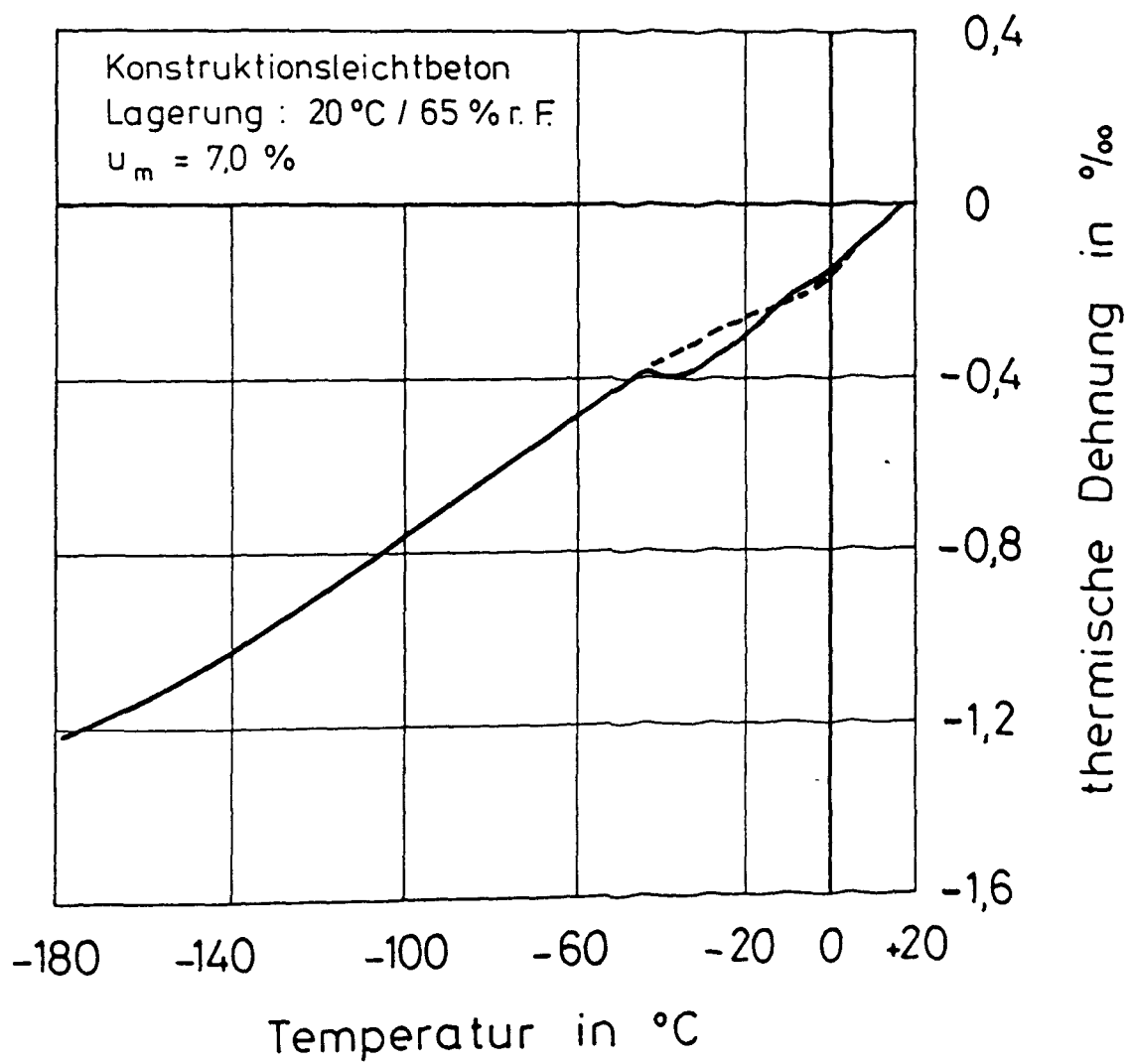
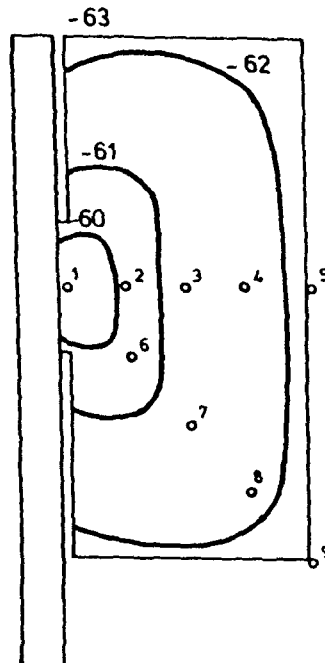
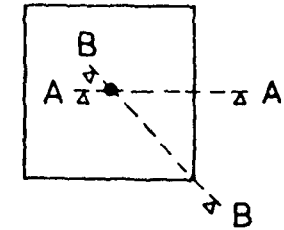


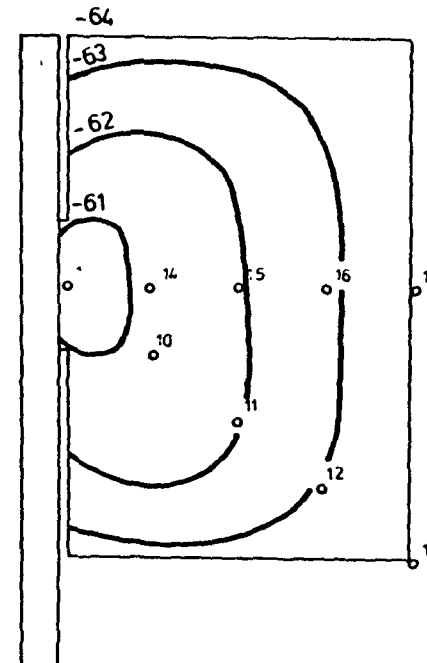
Bild 2.5: Thermische Dehnung des normalgelagerten (+20°C/65 % r.F.) LB bei TT im Alter von ca. 150 Tagen

Kammertemperatur : $\vartheta = -68\text{ °C}$
 Abkühlgeschwindigkeit : $\dot{\vartheta} = 0,07\text{ K/Min.}$ im Bereich
 $+20\text{ °C} \geq \vartheta \geq -80\text{ °C}$
 $\dot{\vartheta} = 0,15\text{ K/Min.}$ im Bereich
 $-80\text{ °C} \geq \vartheta \geq -170\text{ °C}$

Draufsicht



Schnitt A - A



Schnitt B - B

Bild 4.1: Temperaturfelder eines versiegelten kubischen Verbund-Probekörpers bei einer Kammertemperatur von $\vartheta = -68\text{ °C}$

Kammertemperatur : $\vartheta = -146 \text{ }^{\circ}\text{C}$
 Abkühlgeschwindigkeit : $\dot{\vartheta} = 0,1^{\circ} \text{ K/Min.}$ im Bereich
 $+20 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq -80 \text{ }^{\circ}\text{C}$
 $\dot{\vartheta} = 0,2^{\circ} \text{ K/Min.}$ im Bereich
 $-80 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq -170 \text{ }^{\circ}\text{C}$

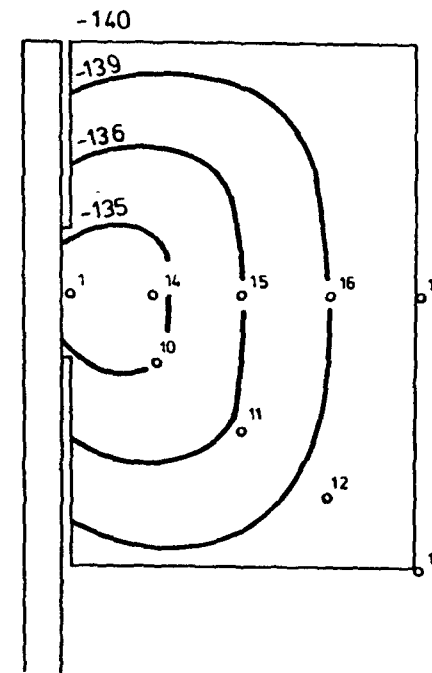
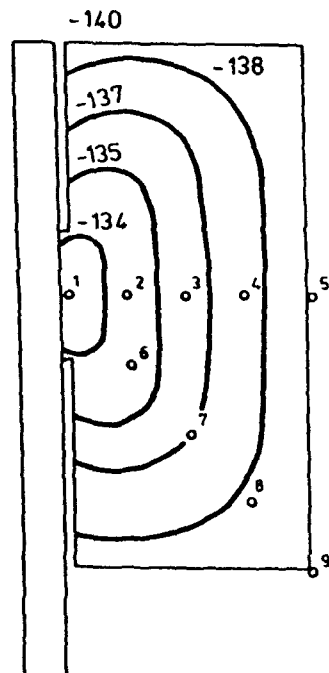
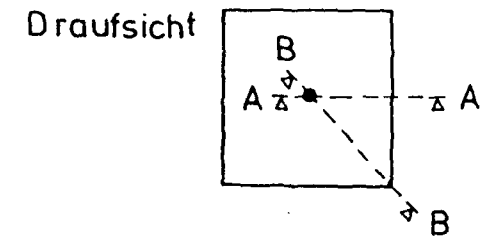
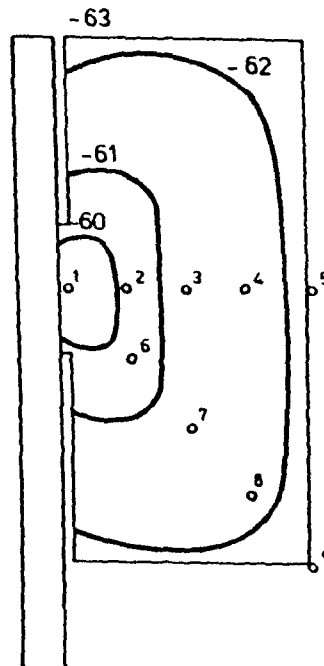
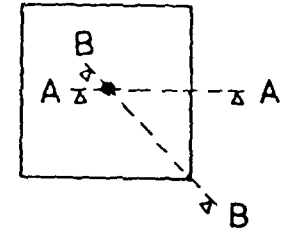


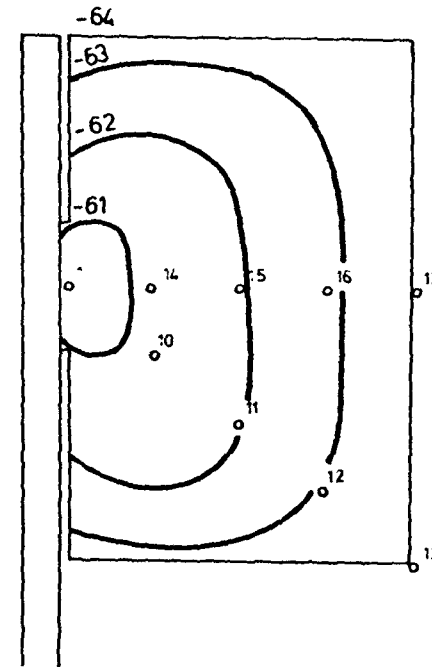
Bild 4.2: Temperaturfelder eines versiegelten kubischen Verbund-Probekörpers bei einer Kammertemperatur von $\vartheta = -146 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Kammertemperatur : $\vartheta = -68\text{ °C}$
 Abkühlgeschwindigkeit : $\dot{\vartheta} = 0,07\text{°K/Min.}$ im Bereich
 $+20\text{ °C} \geq \vartheta \geq -80\text{ °C}$
 $\dot{\vartheta} = 0,15\text{°K/Min.}$ im Bereich
 $-80\text{ °C} \geq \vartheta \geq -170\text{ °C}$

Draufsicht



Schnitt A - A

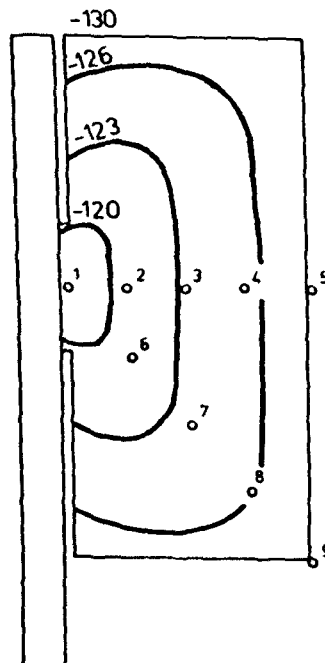
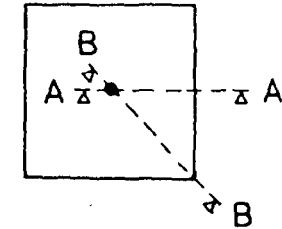


Schnitt B - B

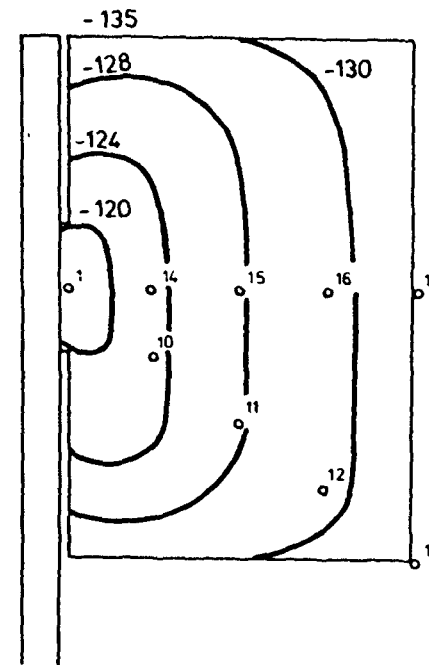
Bild 4.3: Temperaturfelder eines normalgelagerten ($+20\text{ °C}/65\text{ \% r.F.}$) kubischen Verbund-Probekörpers bei einer Kammertemperatur von $\vartheta = -68\text{ °C}$

Kammertemperatur : $\vartheta = -141\text{ °C}$
 Abkühlgeschwindigkeit : $\dot{\vartheta} = 0,07\text{°K/Min.}$ im Bereich
 $+20\text{ °C} \geq \vartheta \geq -80\text{ °C}$
 $\dot{\vartheta} = 0,15\text{°K/Min.}$ im Bereich
 $-80\text{ °C} \geq \vartheta \geq -170\text{ °C}$

Draufsicht



Schnitt A - A



Schnitt B - B

Bild 4.4: Temperaturfelder eines normalgelagerten (+20°C/65 % r.F.) kubischen Verbund-Probekörpers bei einer Kammertemperatur von $\vartheta = -141\text{ °C}$

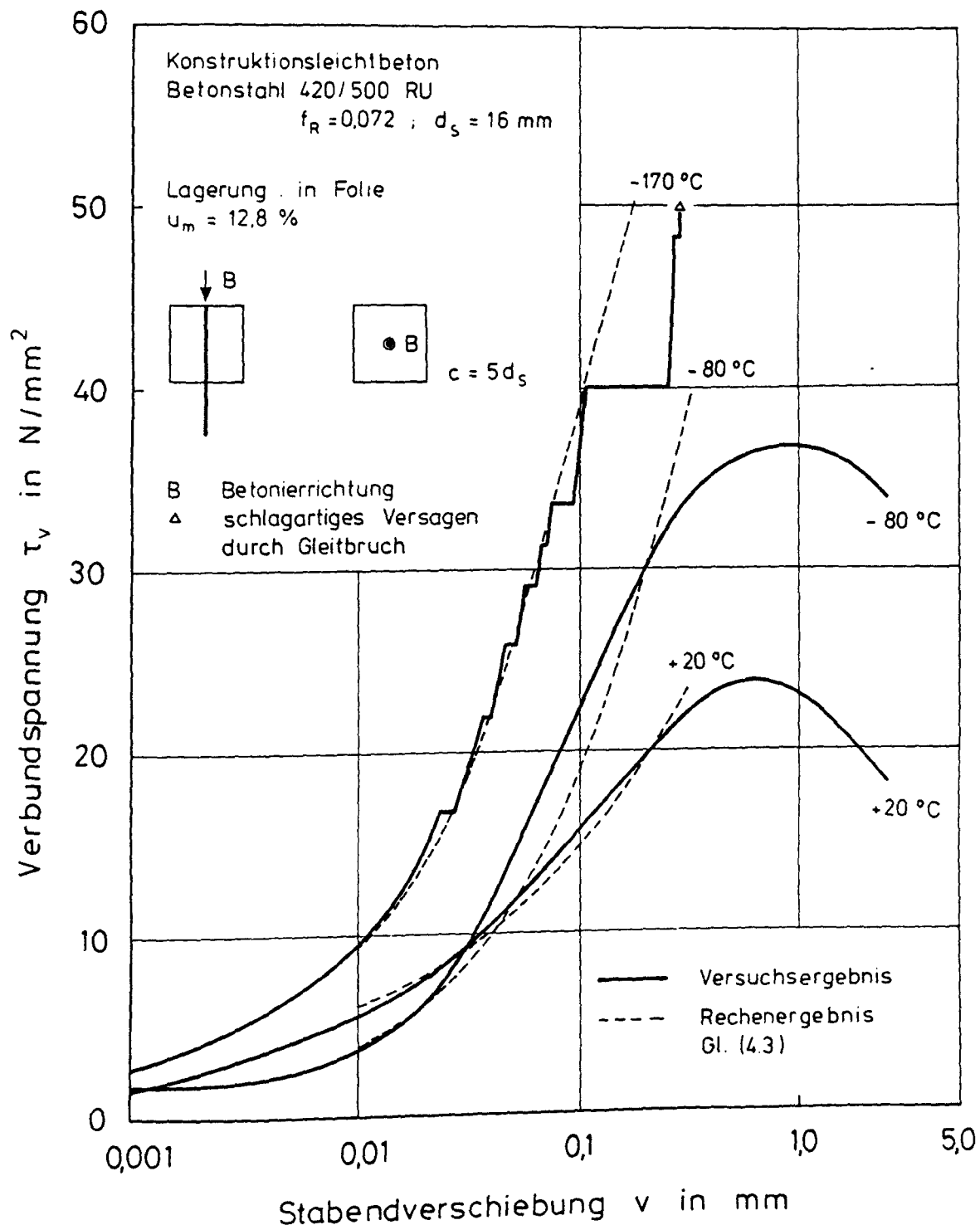


Bild 4.5: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

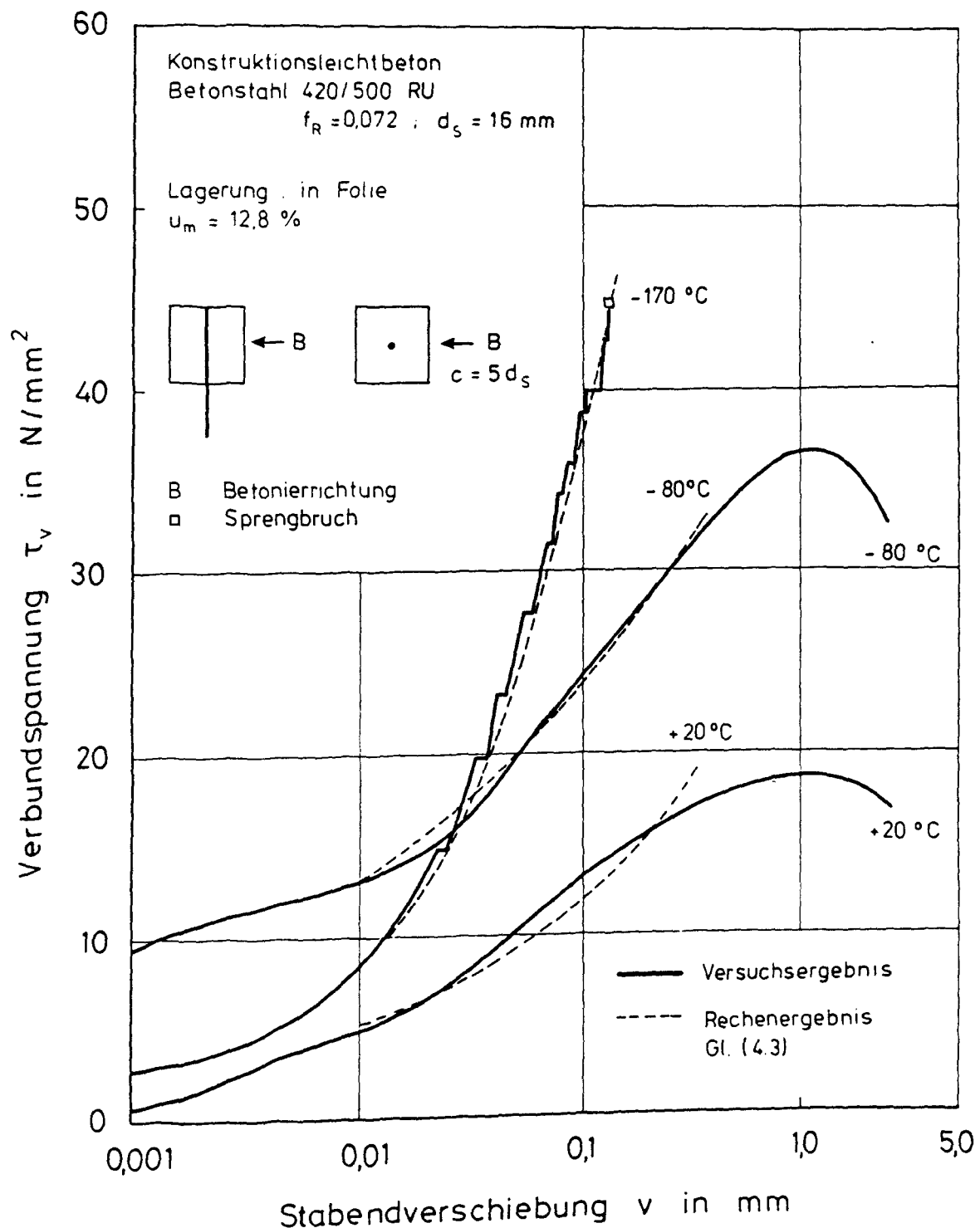


Bild 4.6: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB (Betonier-
richtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage)
in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

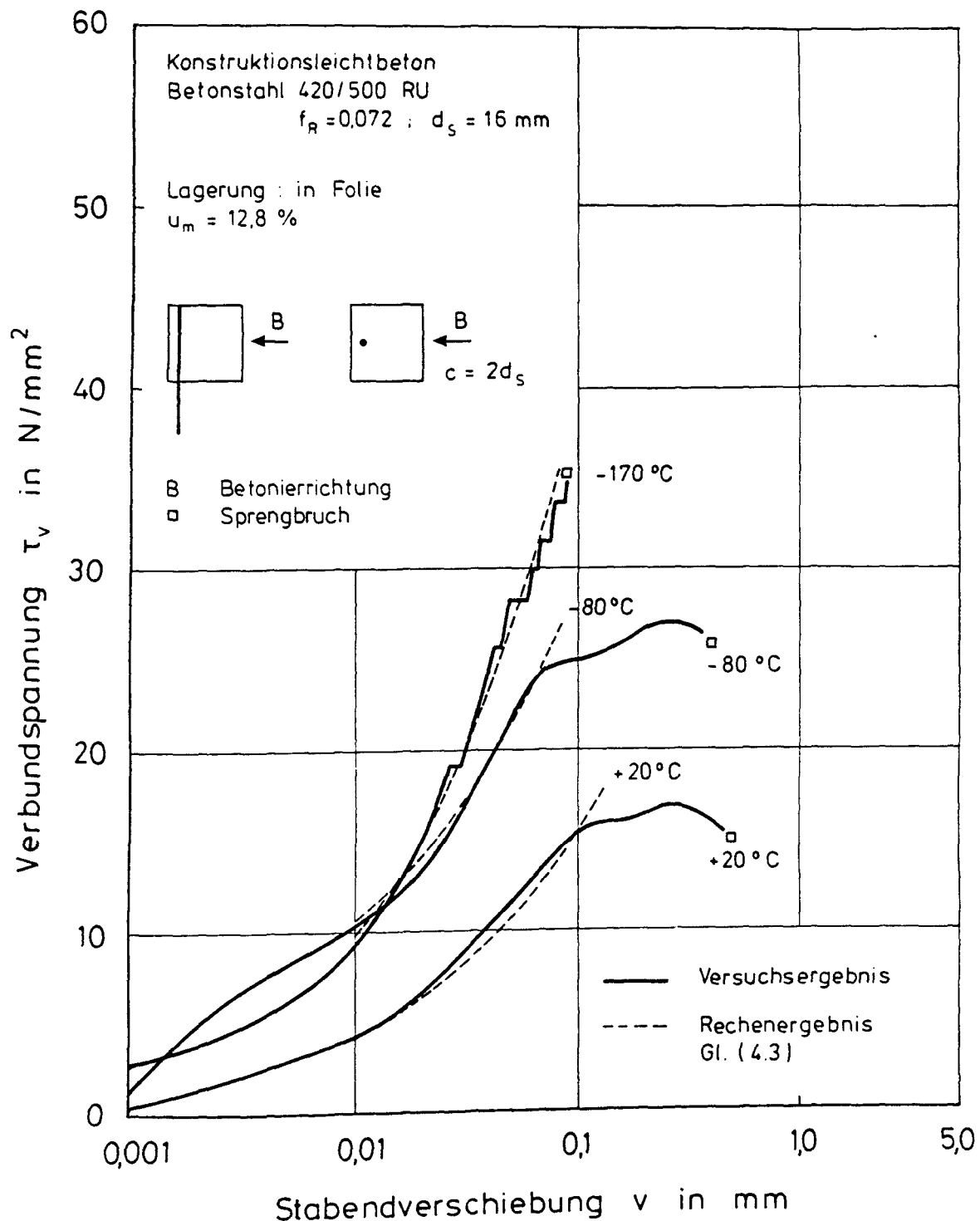


Bild 4.7: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB (Betonier-
richtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes)
in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

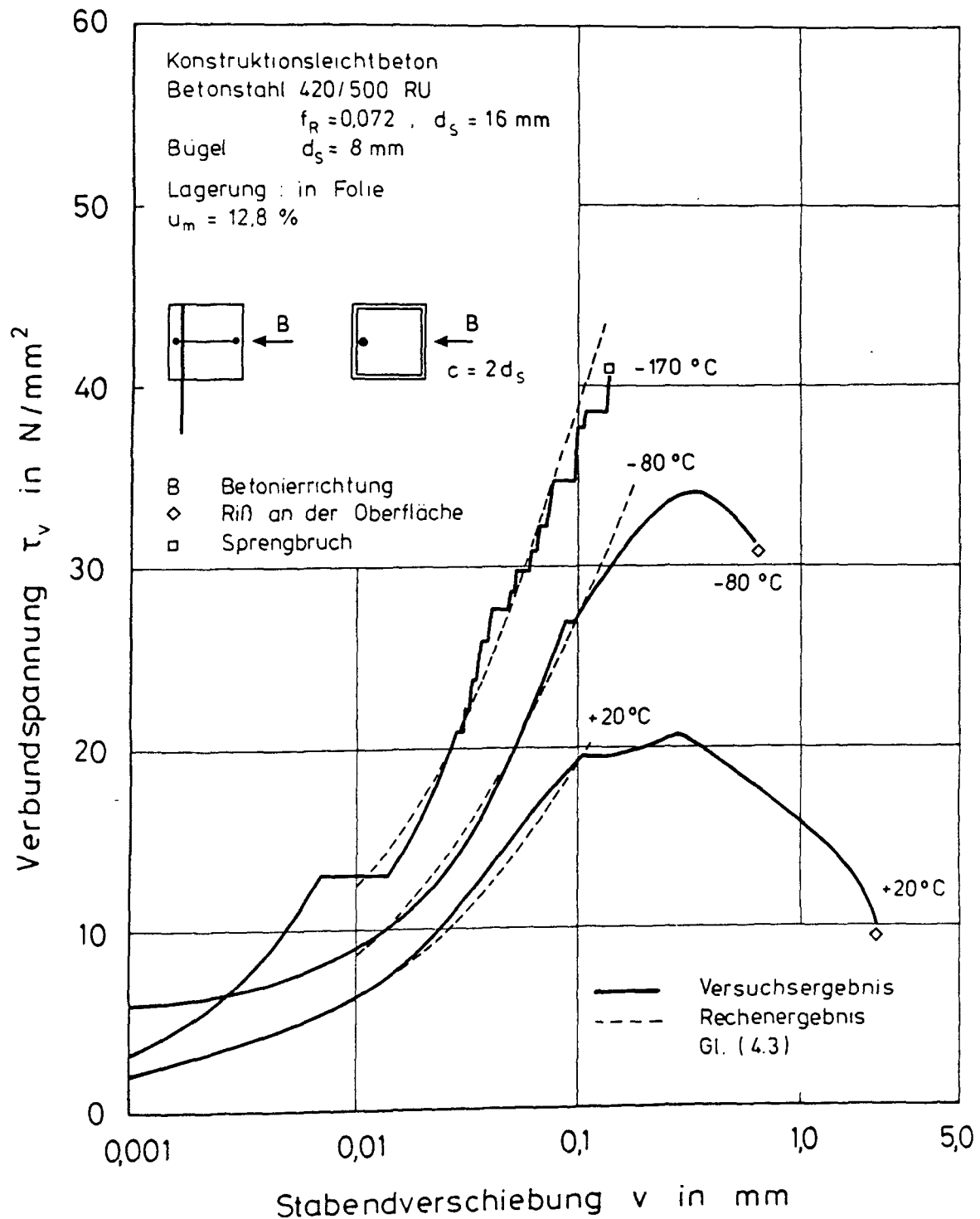


Bild 4.8: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB (Betonier-
 richtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes,
 Bügel) in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

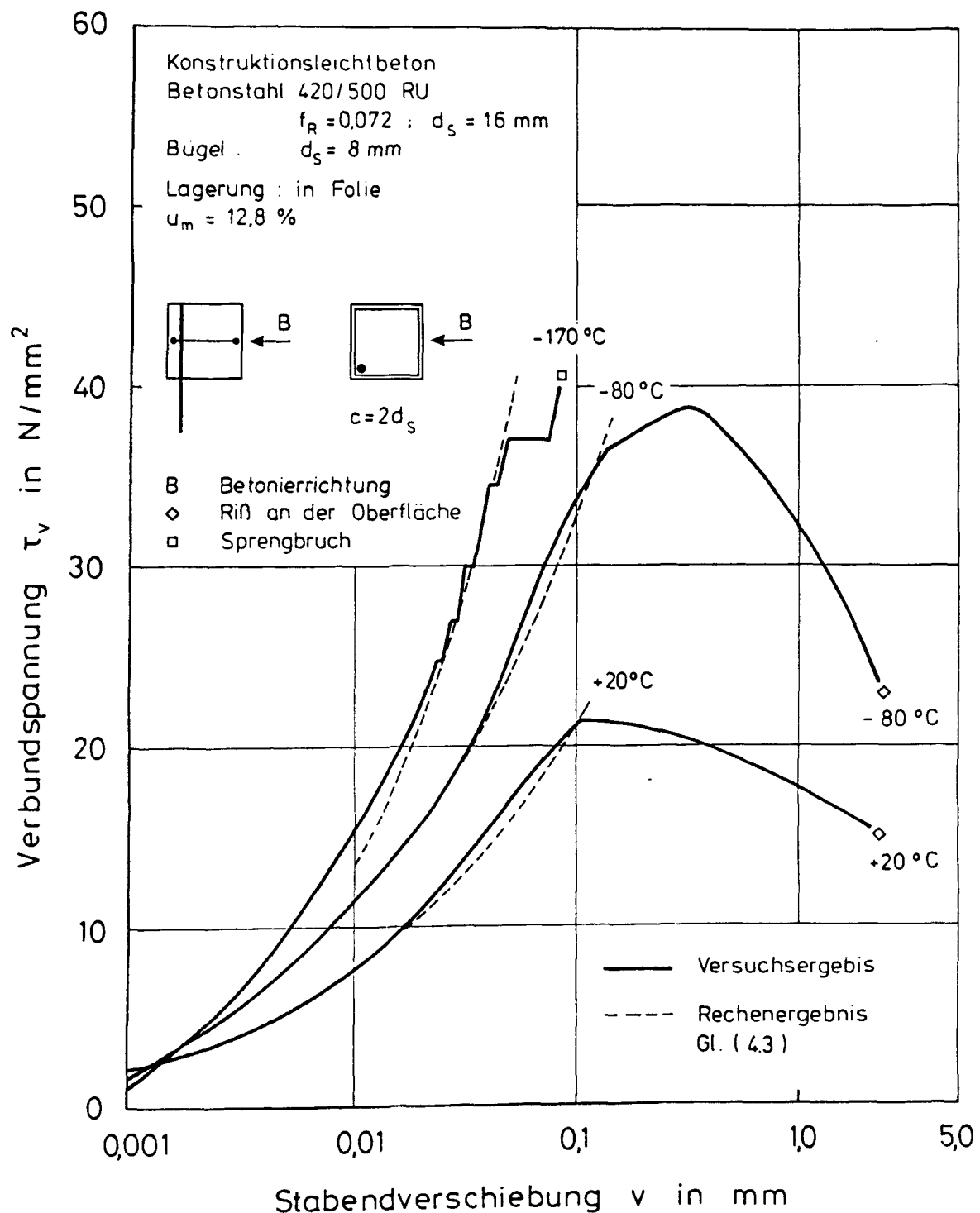


Bild 4.9: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB (Betonier-
 richtung senkrecht zur Ziehrichtung, Ecklage des Stabes,
 Bügel) in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

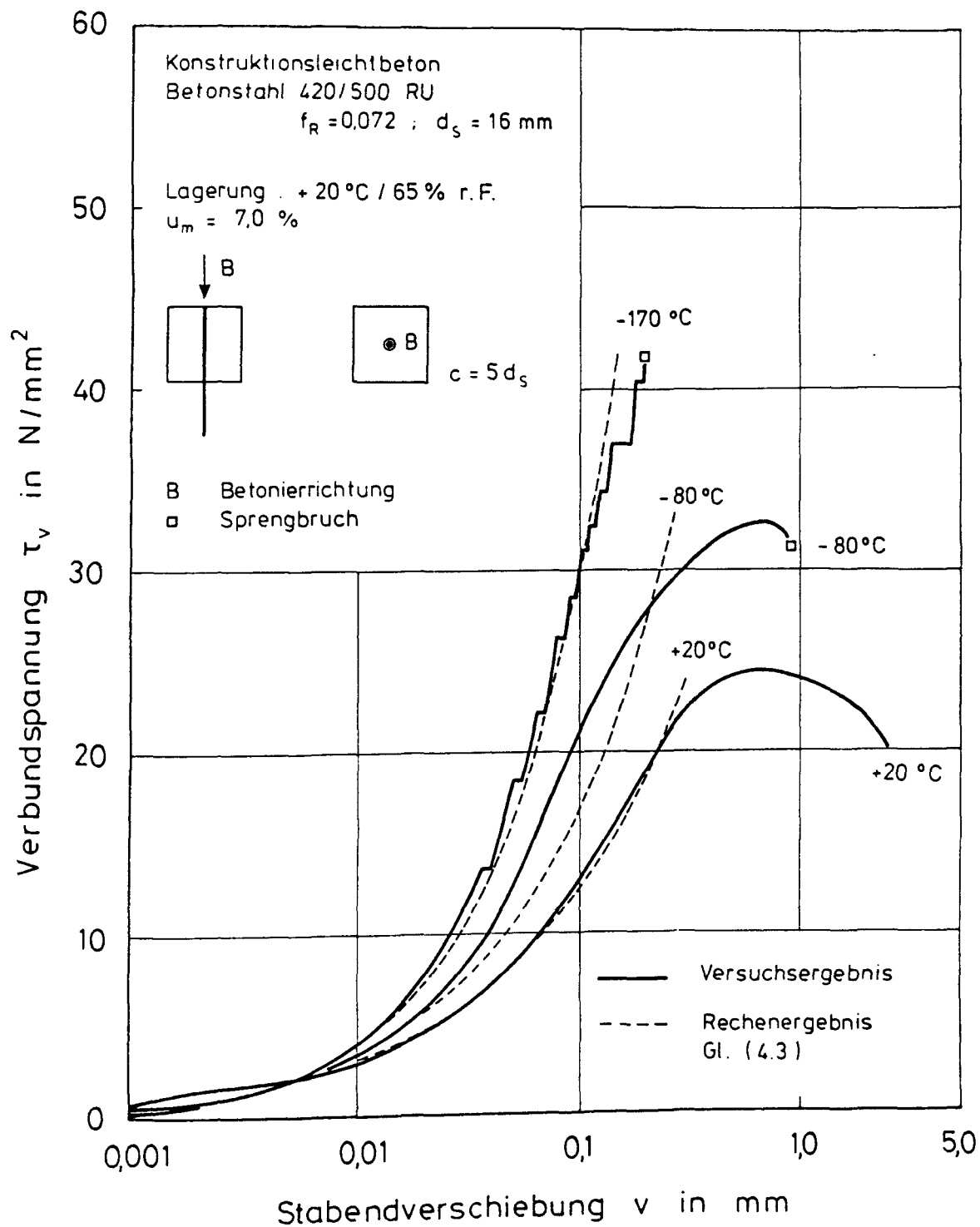


Bild 4.10: Mittlere Verbundspannungen von normalgelagertem LB (Betonier-
richtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängig-
keit von der Stabendverschiebung bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

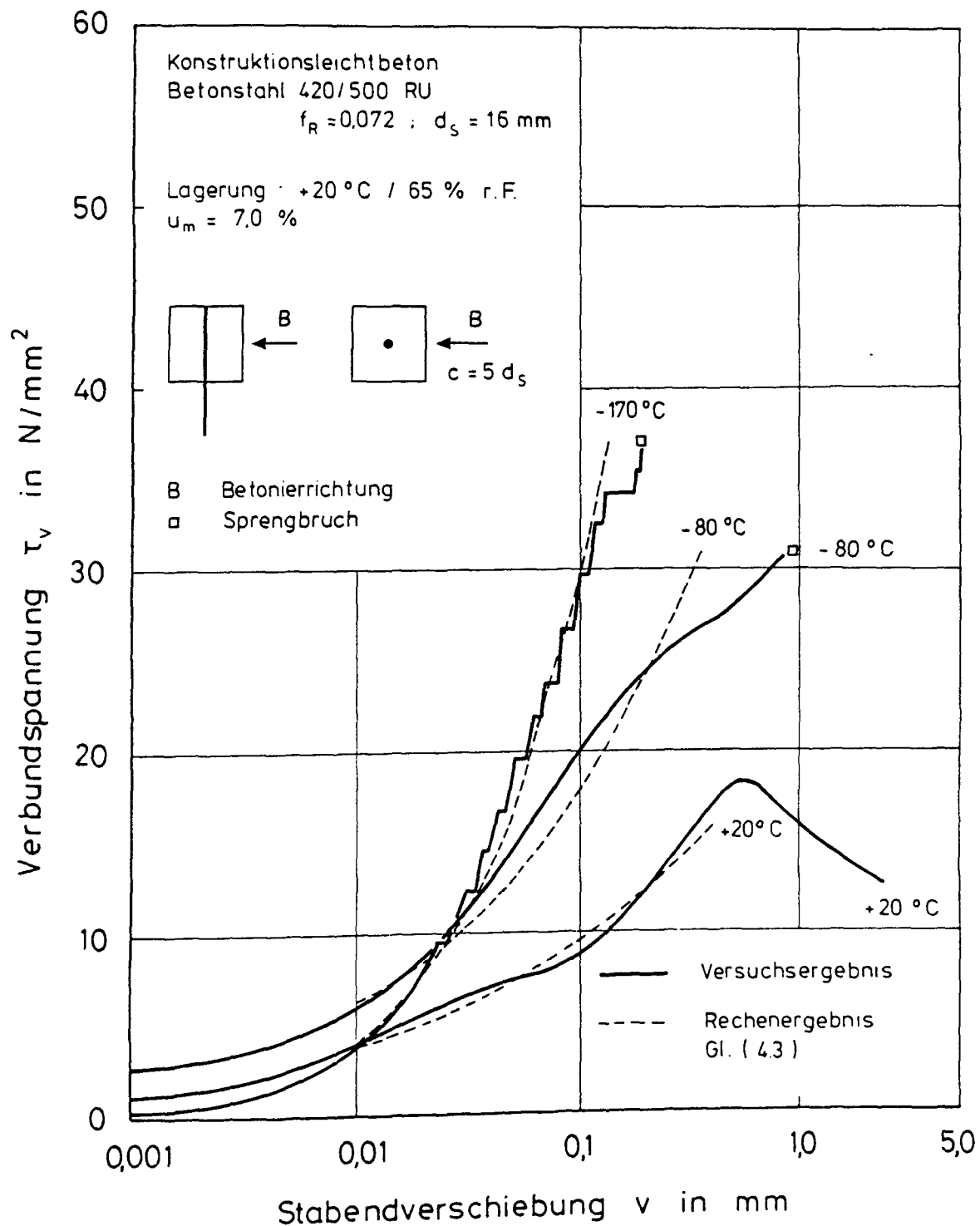


Bild 4.11: Mittlere Verbundspannungen von normalgelagertem LB (Betonier-
richtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) in
Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

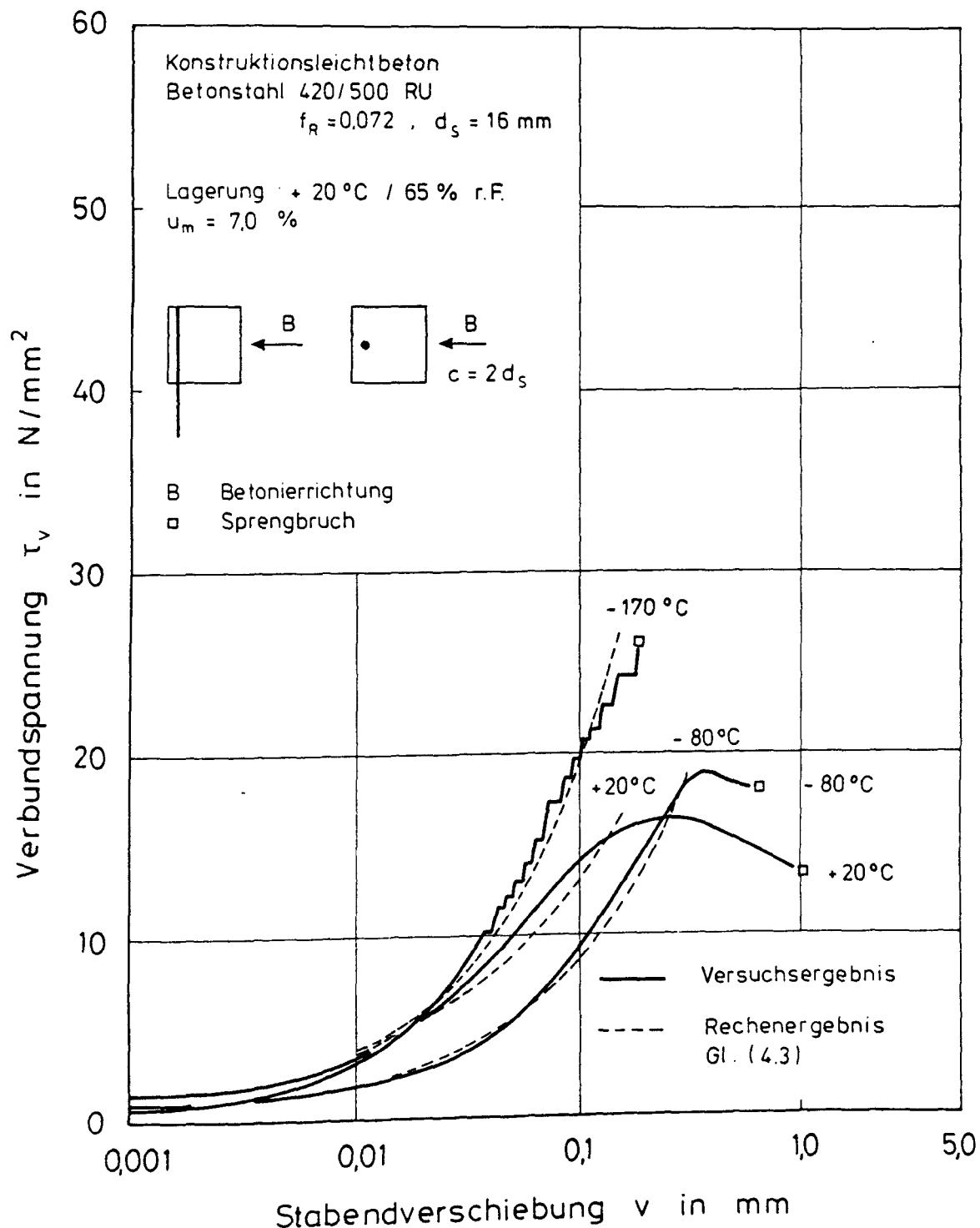


Bild 4.12: Mittlere Verbundspannungen von normalgelagertem LB (Betonier-
richtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) in
Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

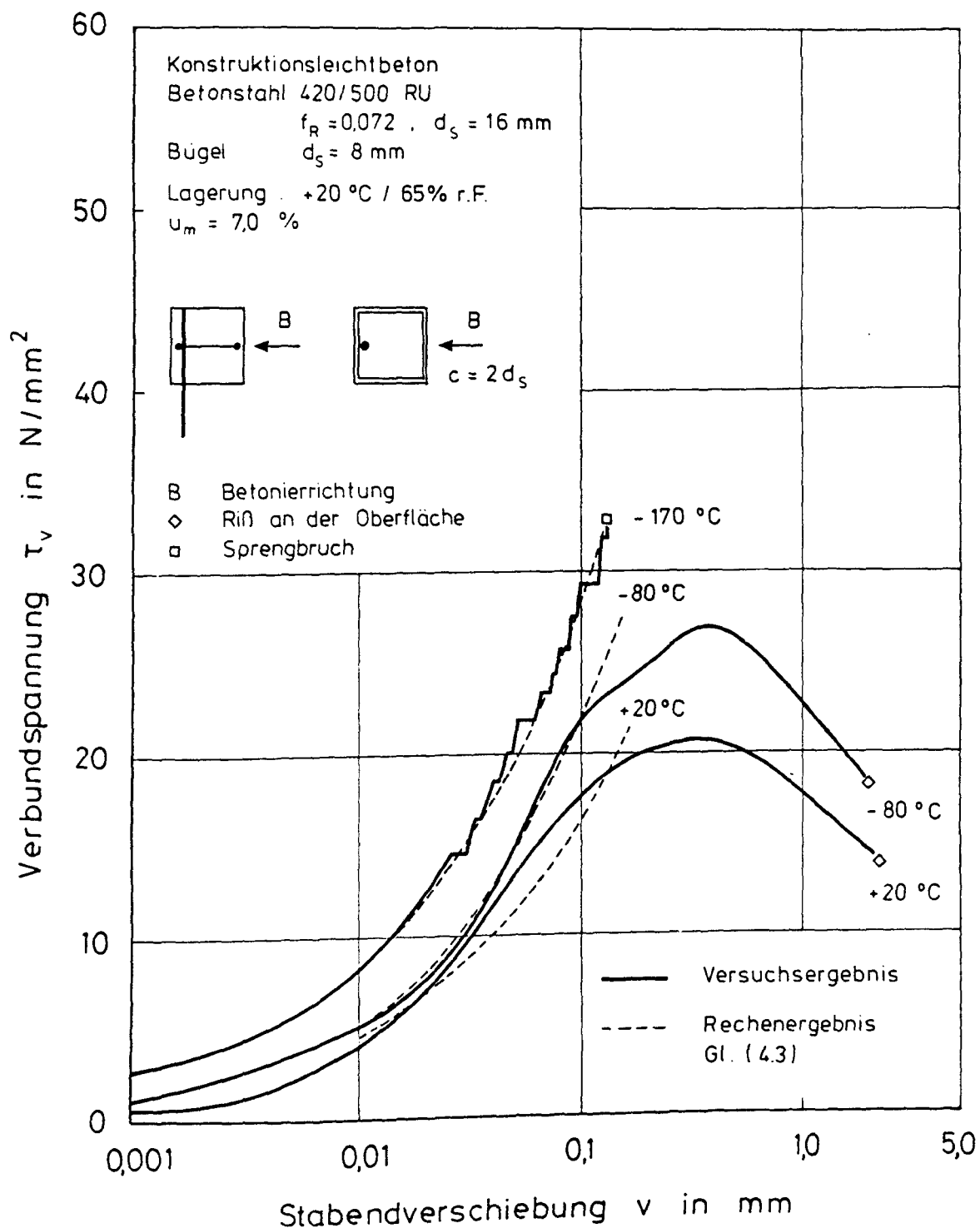


Bild 4.13: Mittlere Verbundspannungen von normalgelagertem LB (Betonier-
 richtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes, Bügel)
 in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

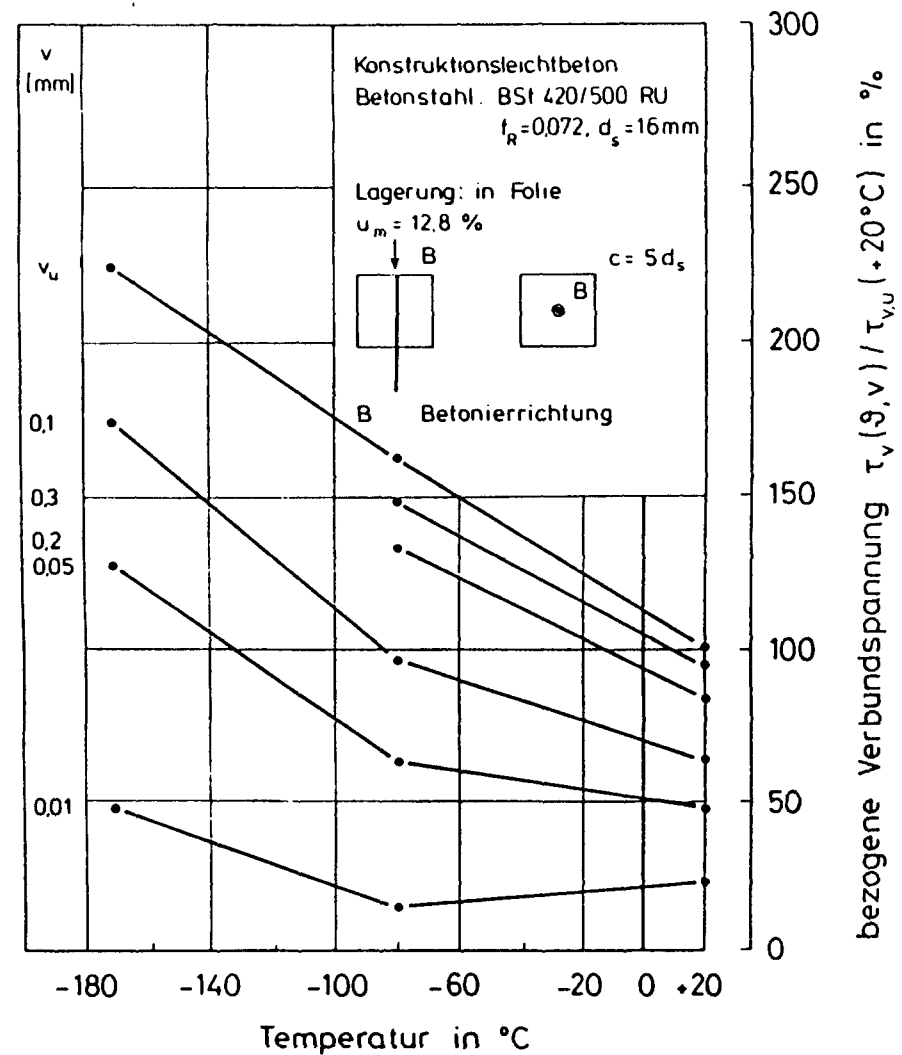
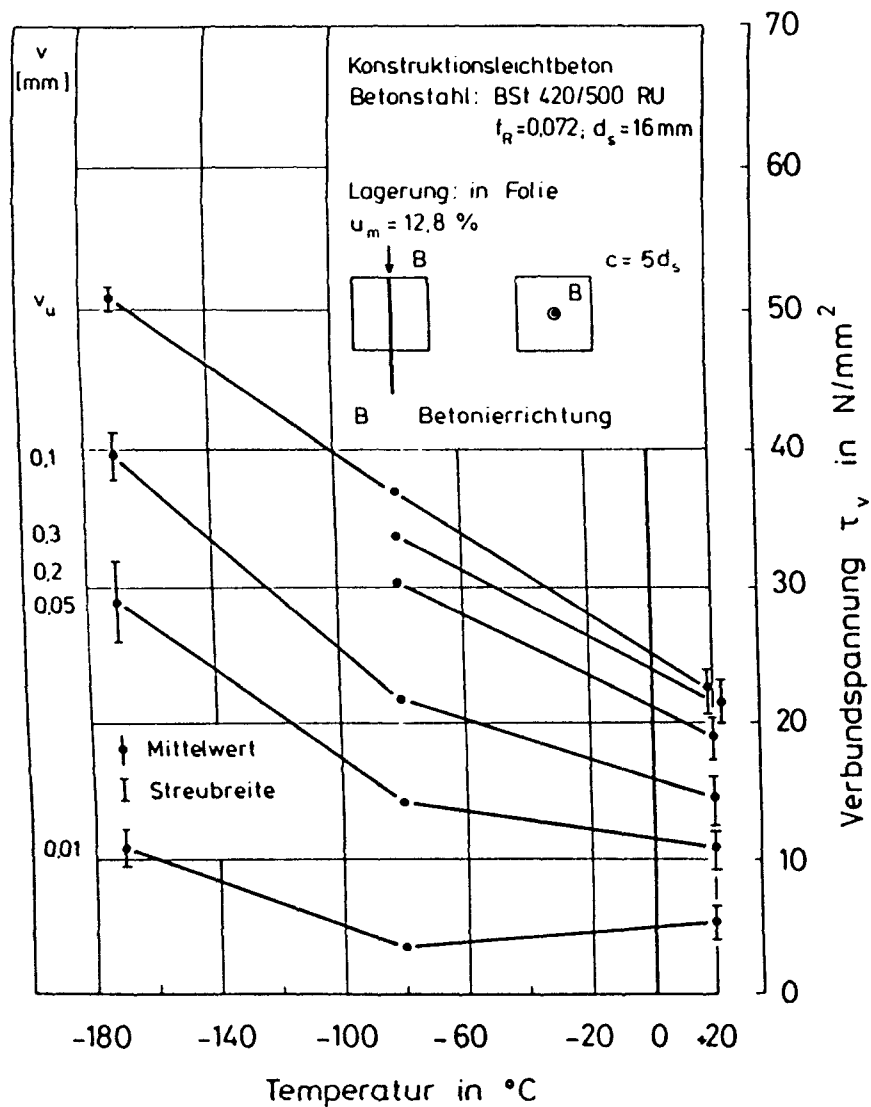


Bild 4.14: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{v,u}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von versiegeltem LB (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

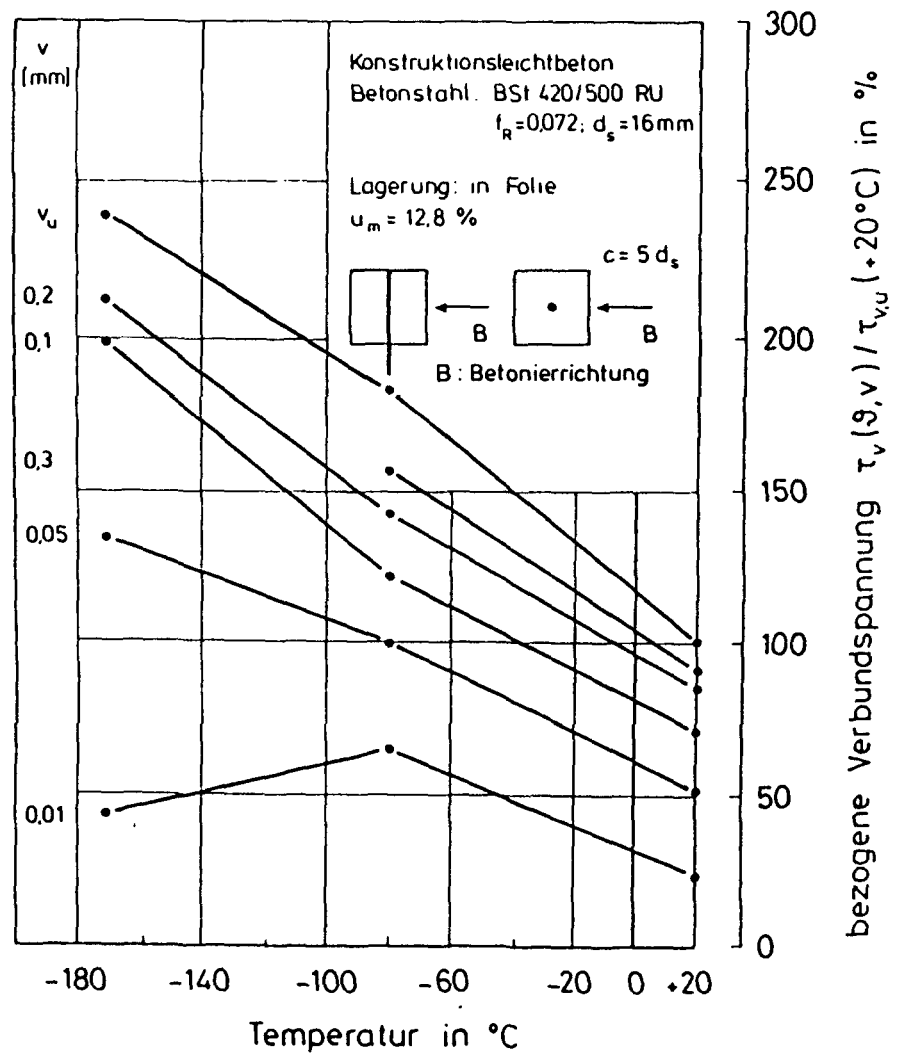
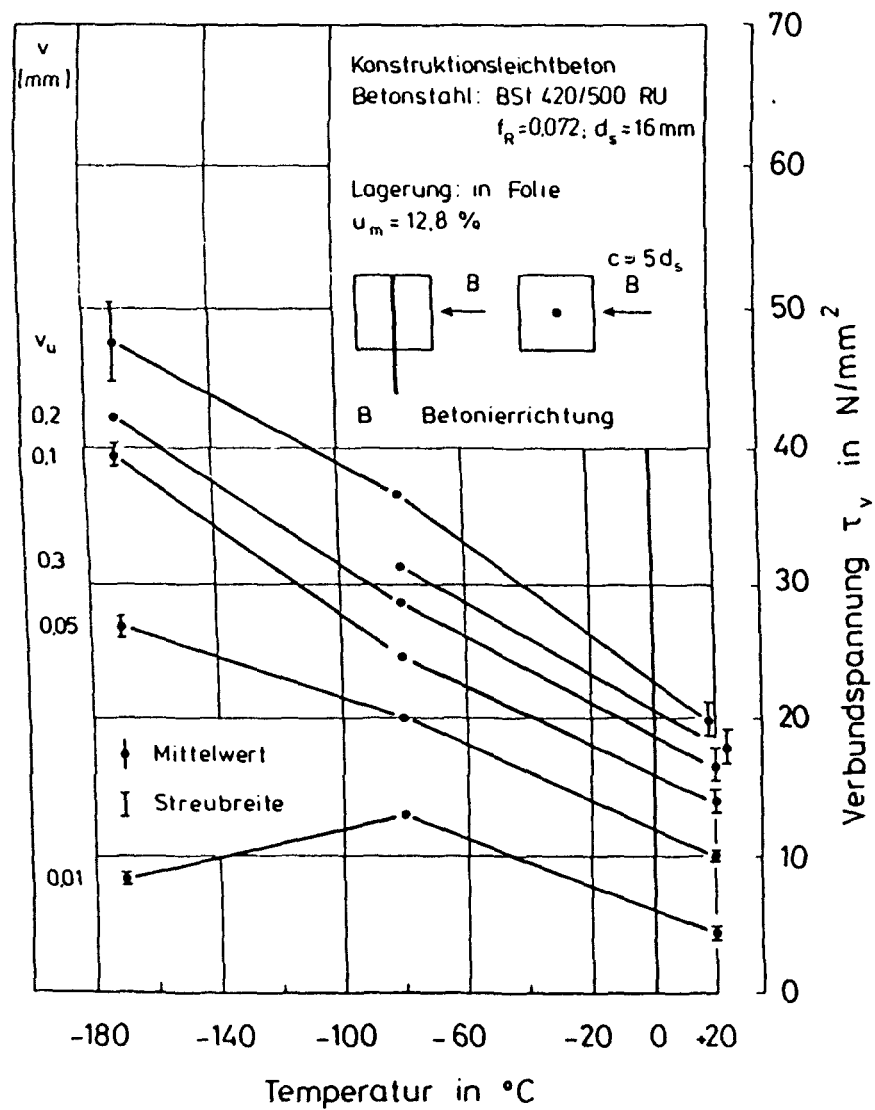


Bild 4.15: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{v,u}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von versiegeltem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

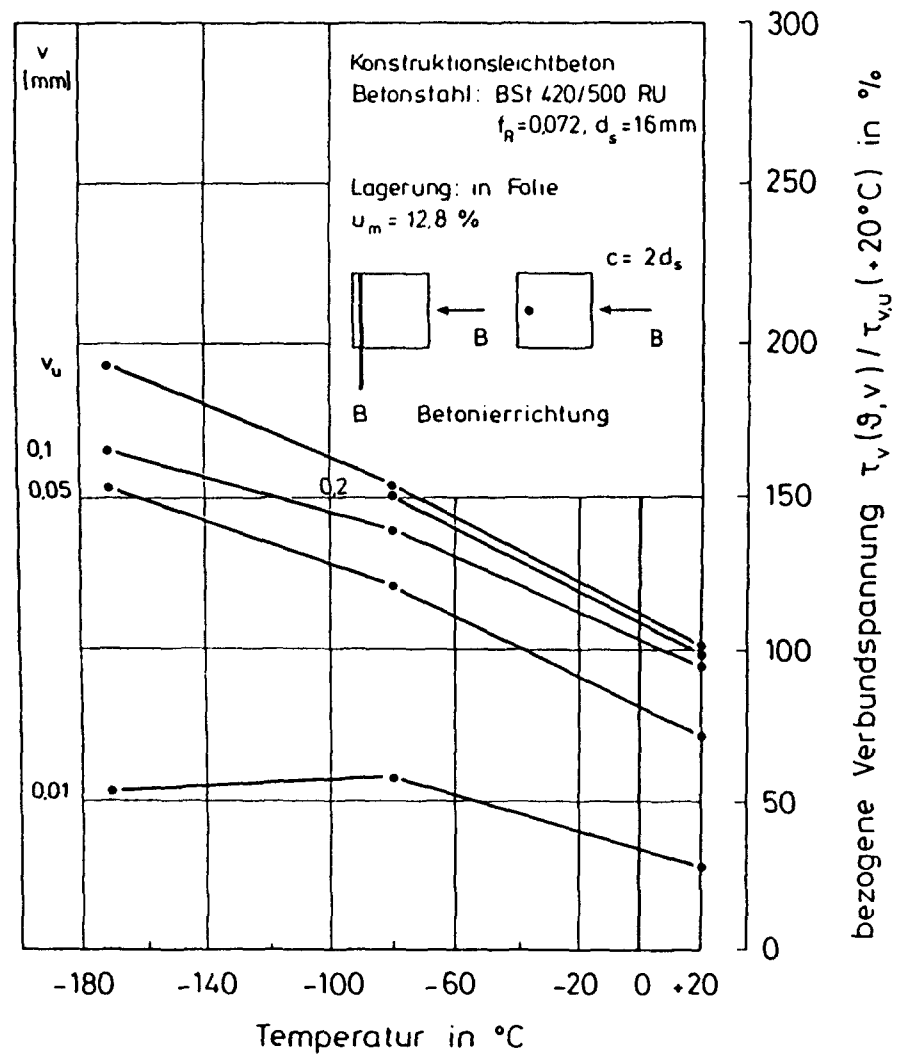
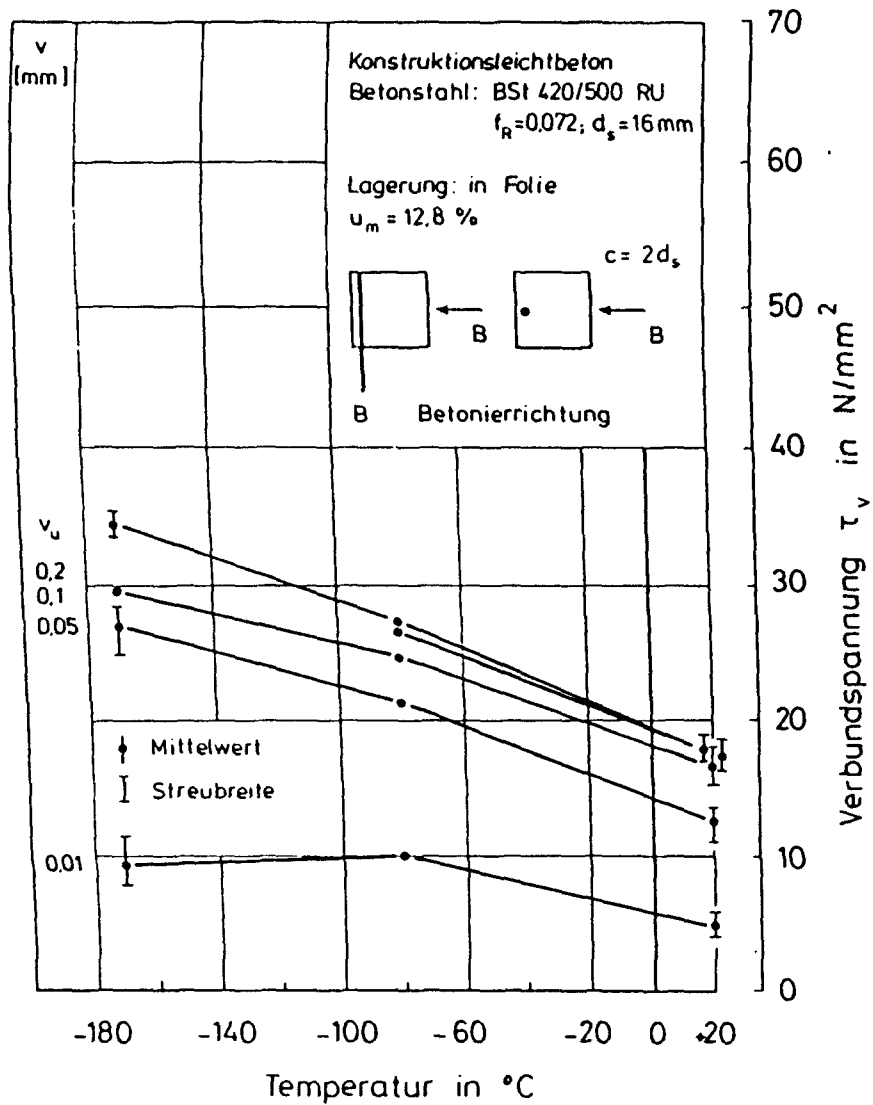


Bild 4.16: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{v,0}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von versiegeltem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

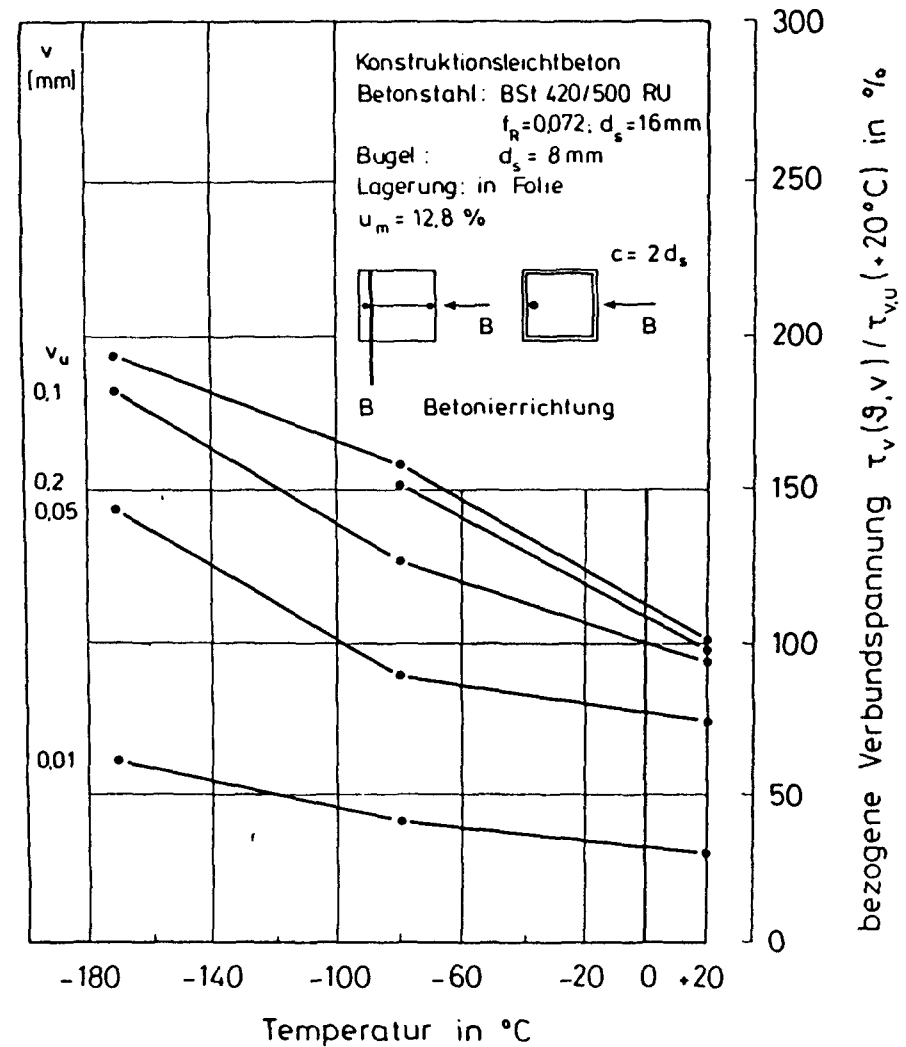
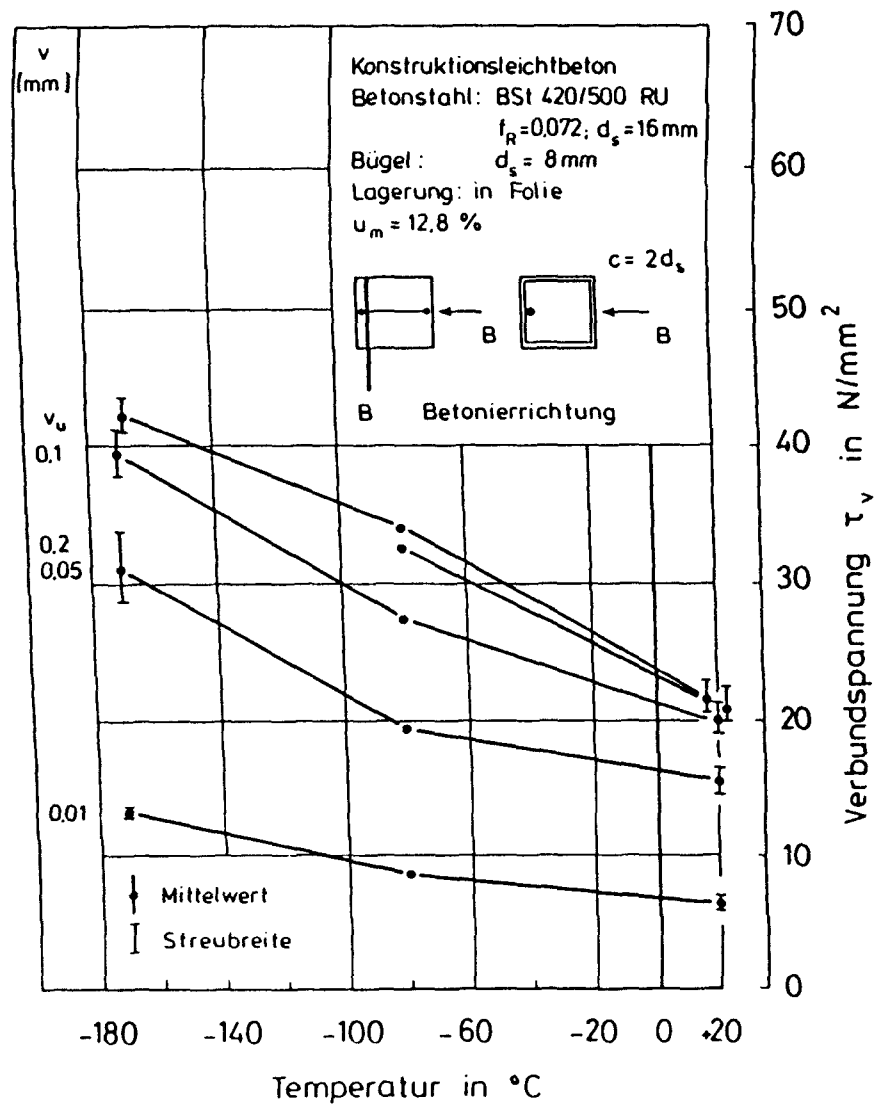


Bild 4.17: Mittlere Verbondspannung und auf $\tau_{vu}(+20^{\circ}\text{C})$ bezogene mittlere Verbondspannung von versiegeltem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes, Bügel) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

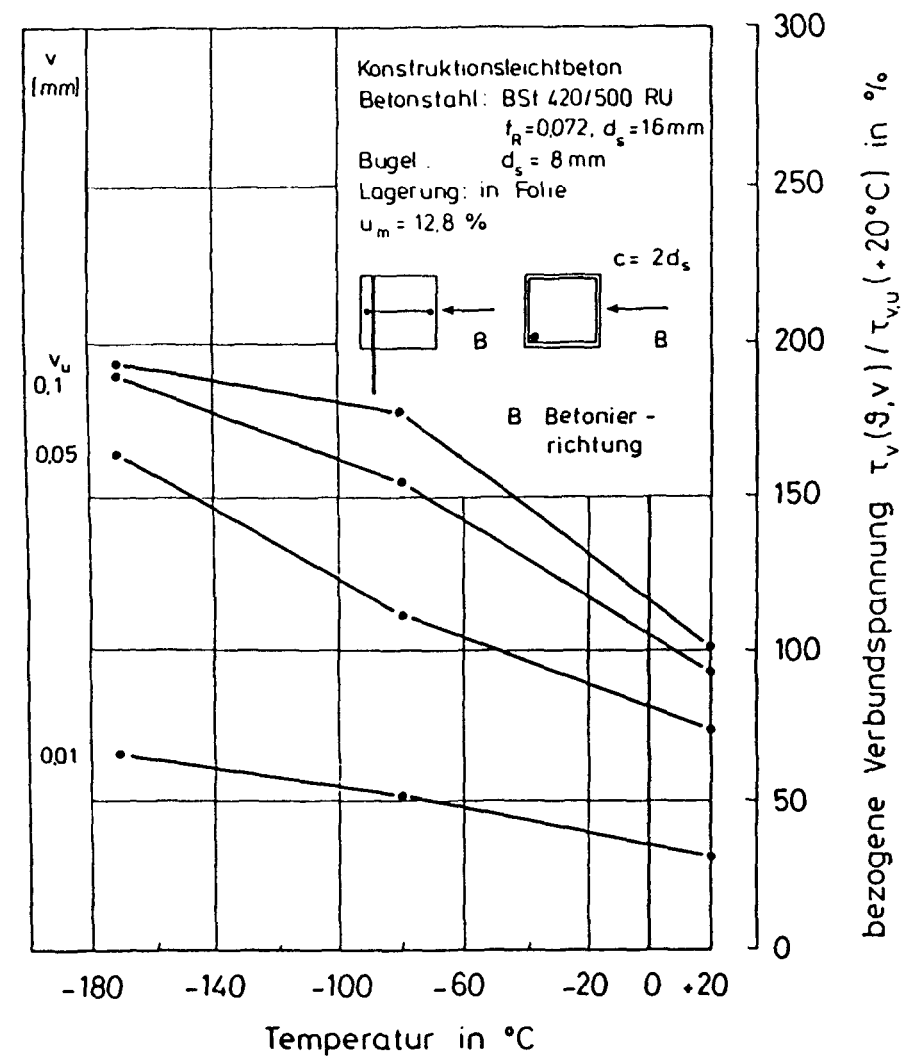
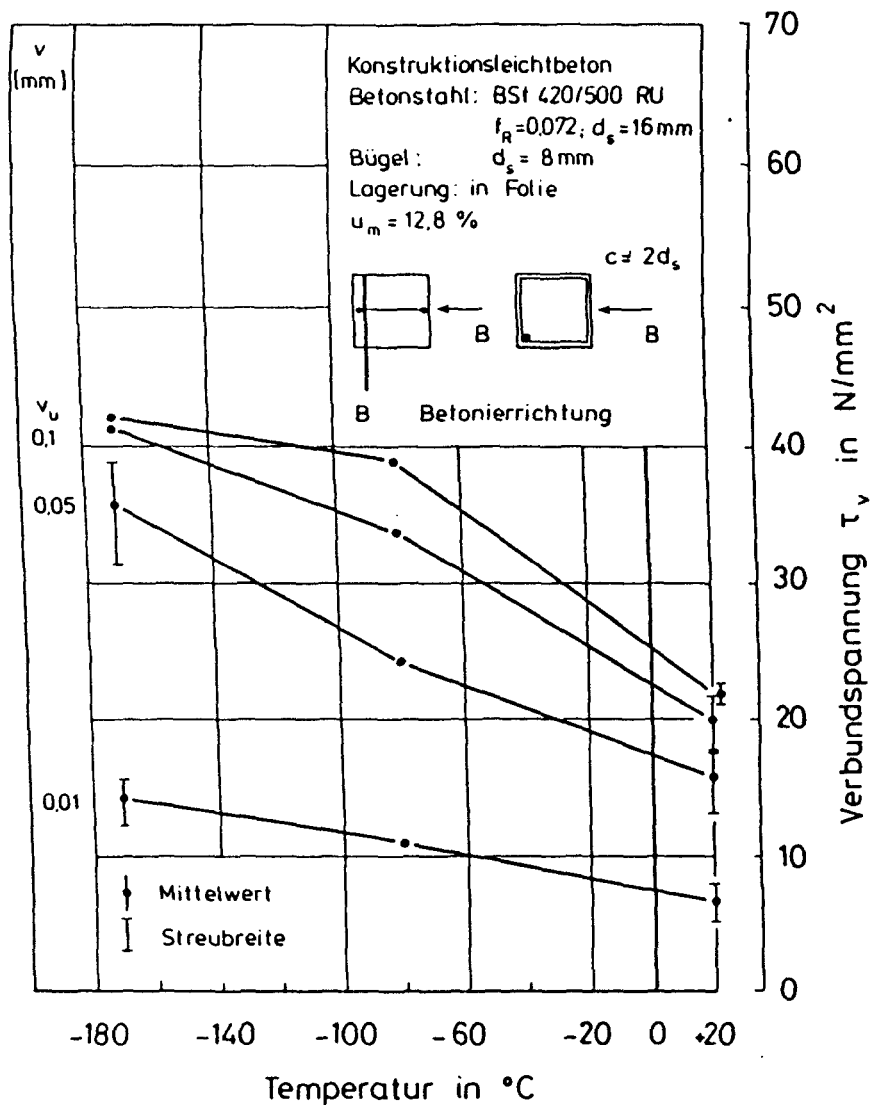


Bild 4.18: Mittlere Verbondspannung und auf $\tau_{v,0}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbondspannung von versiegeltem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Ecklage des Stabes, Bügel) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

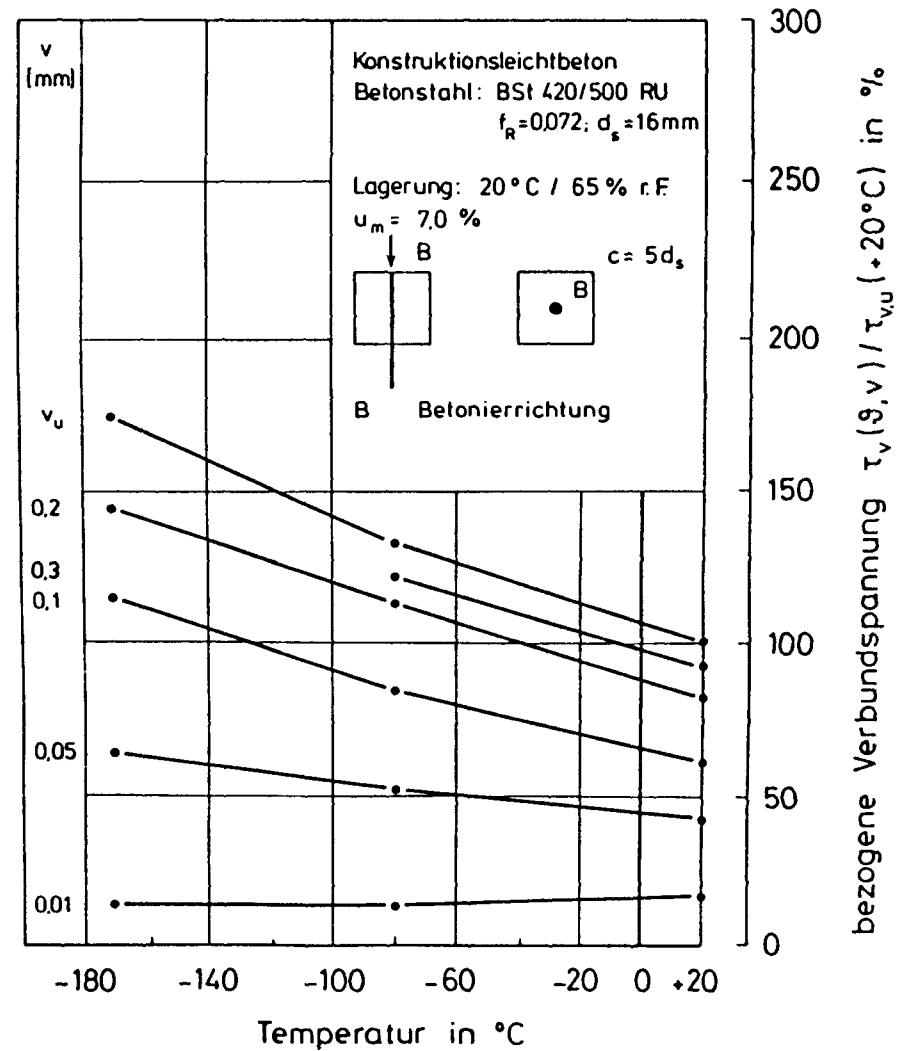
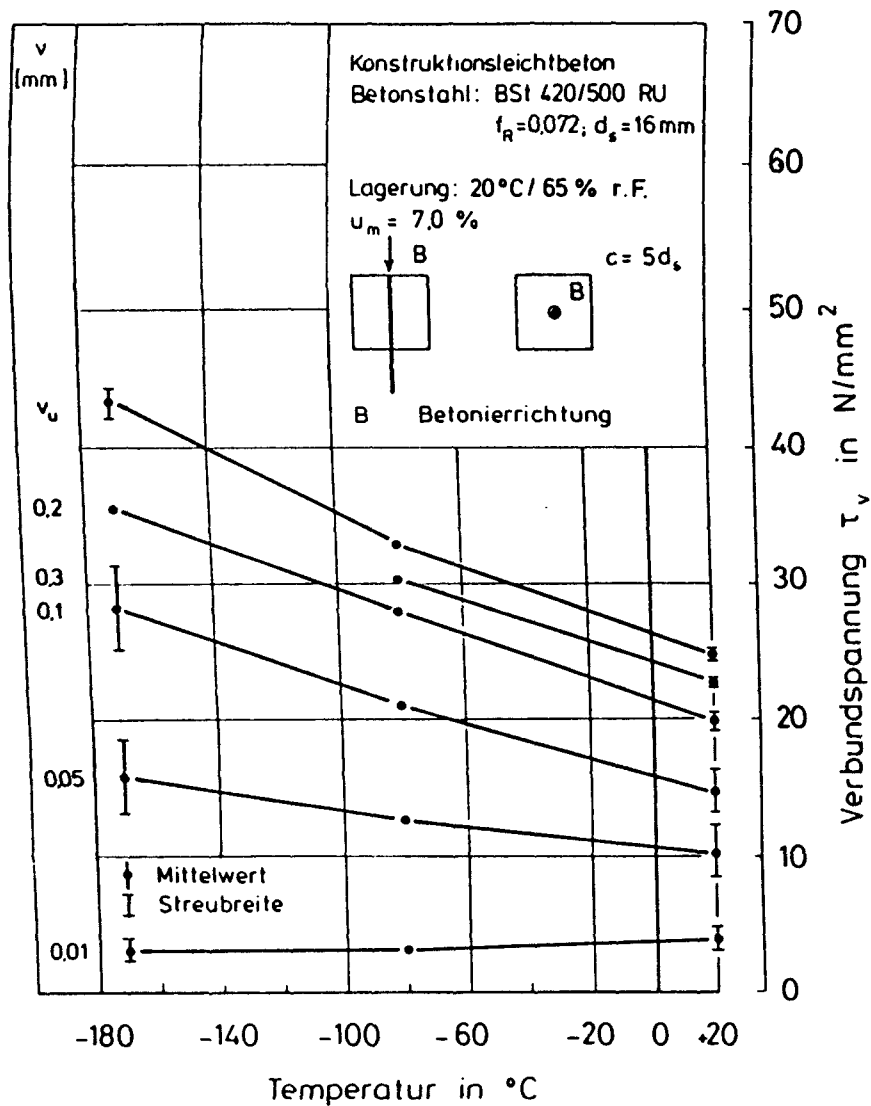


Bild 4.19: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{v,u}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von normalgelagertem LB (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

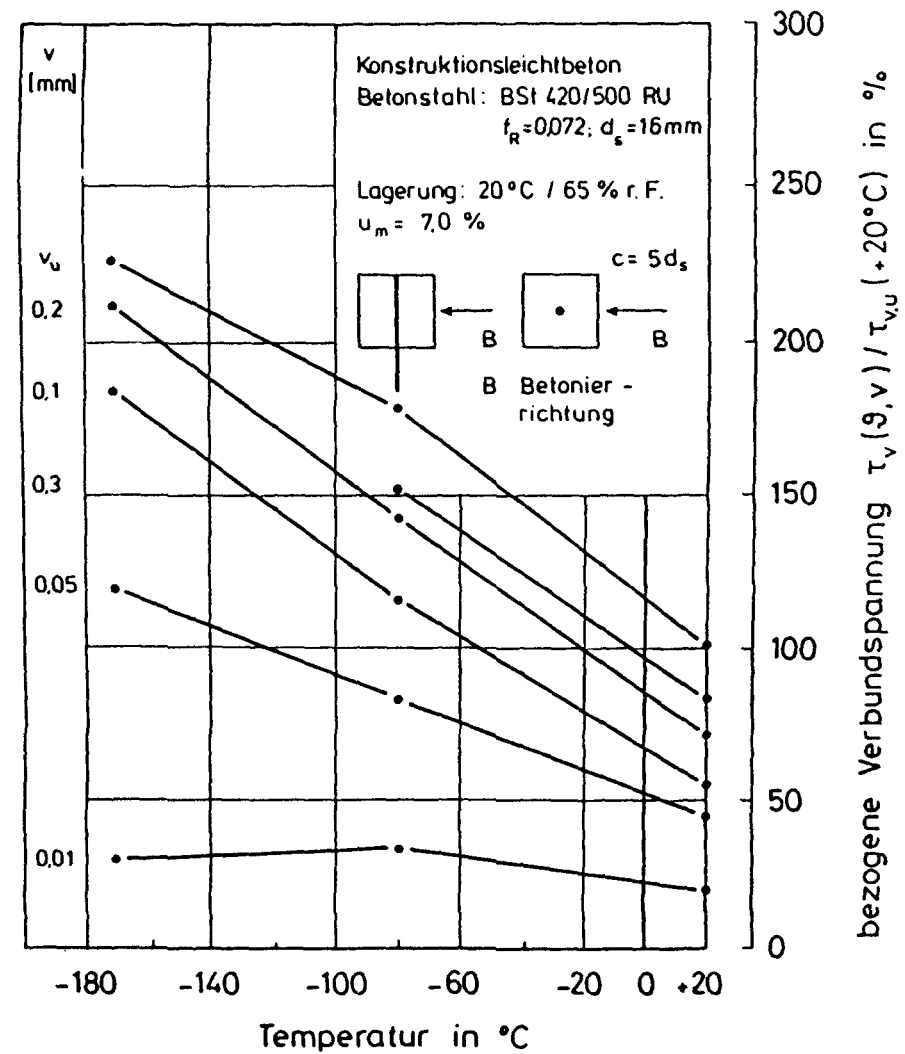
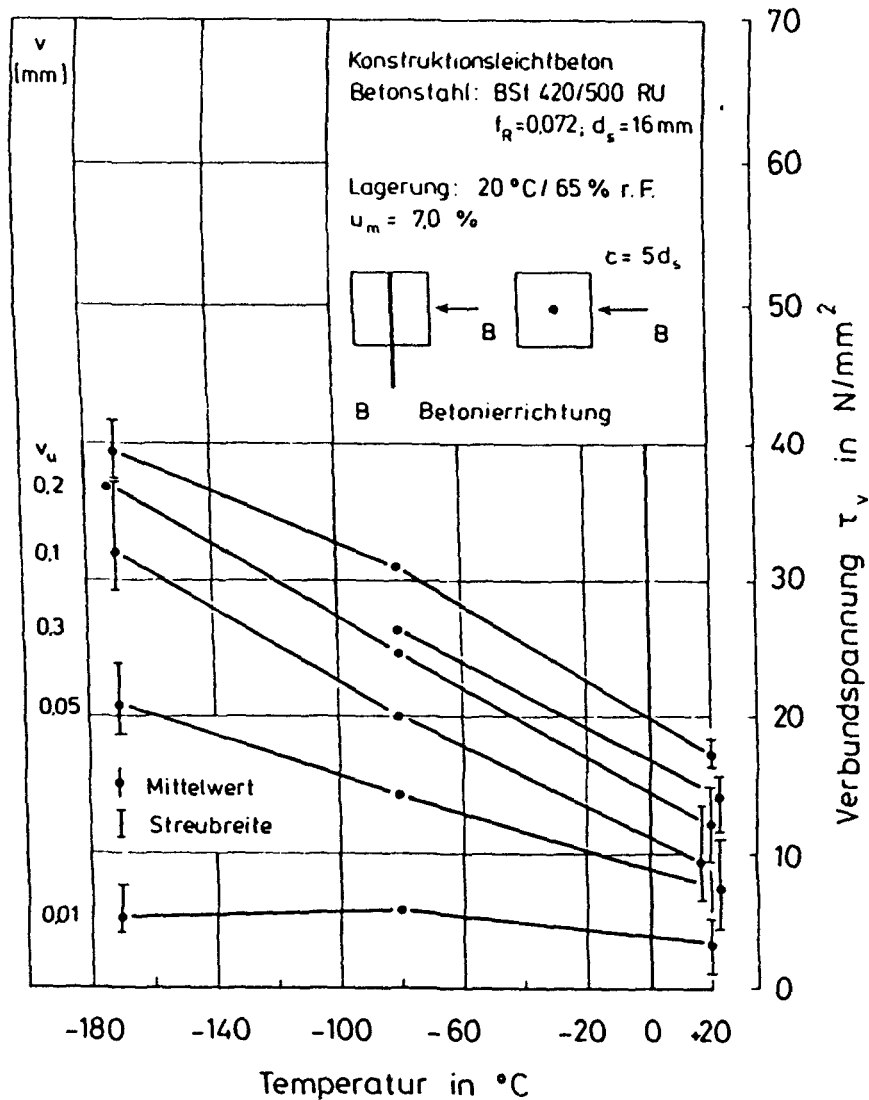


Bild 4.20: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{vu}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von normalgelagertem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

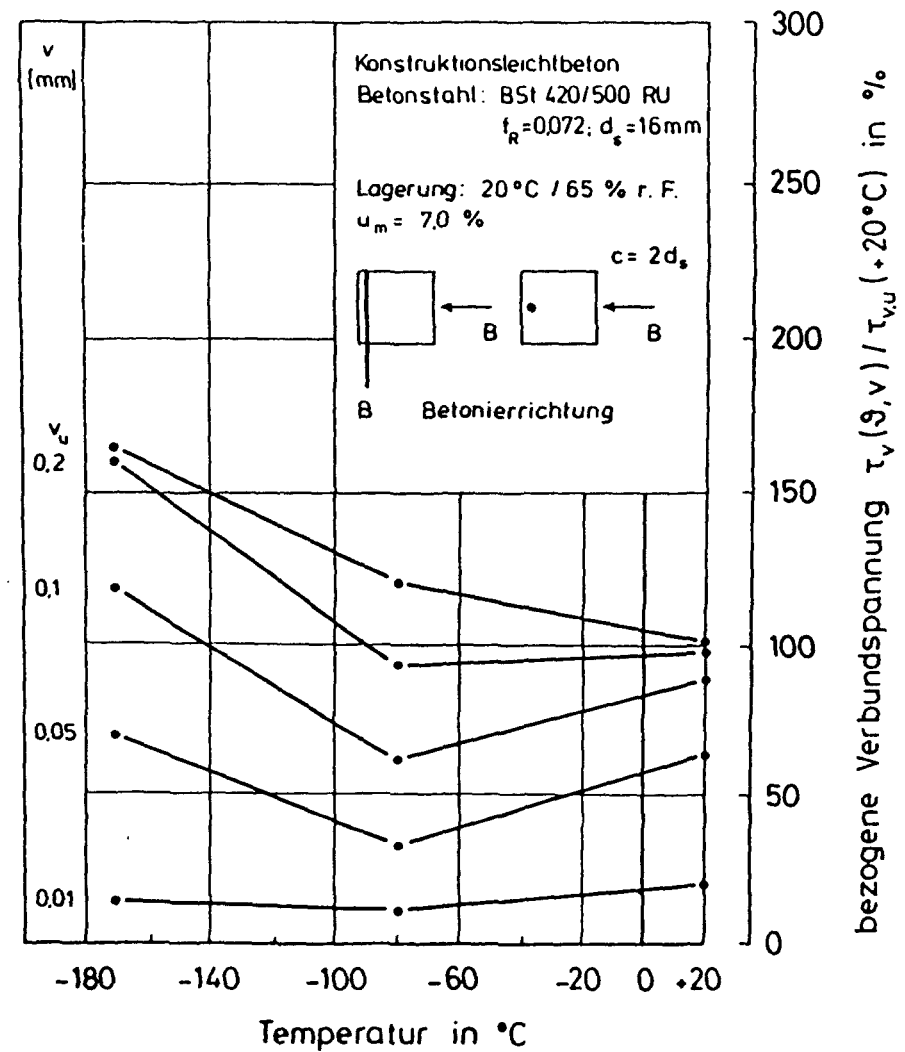
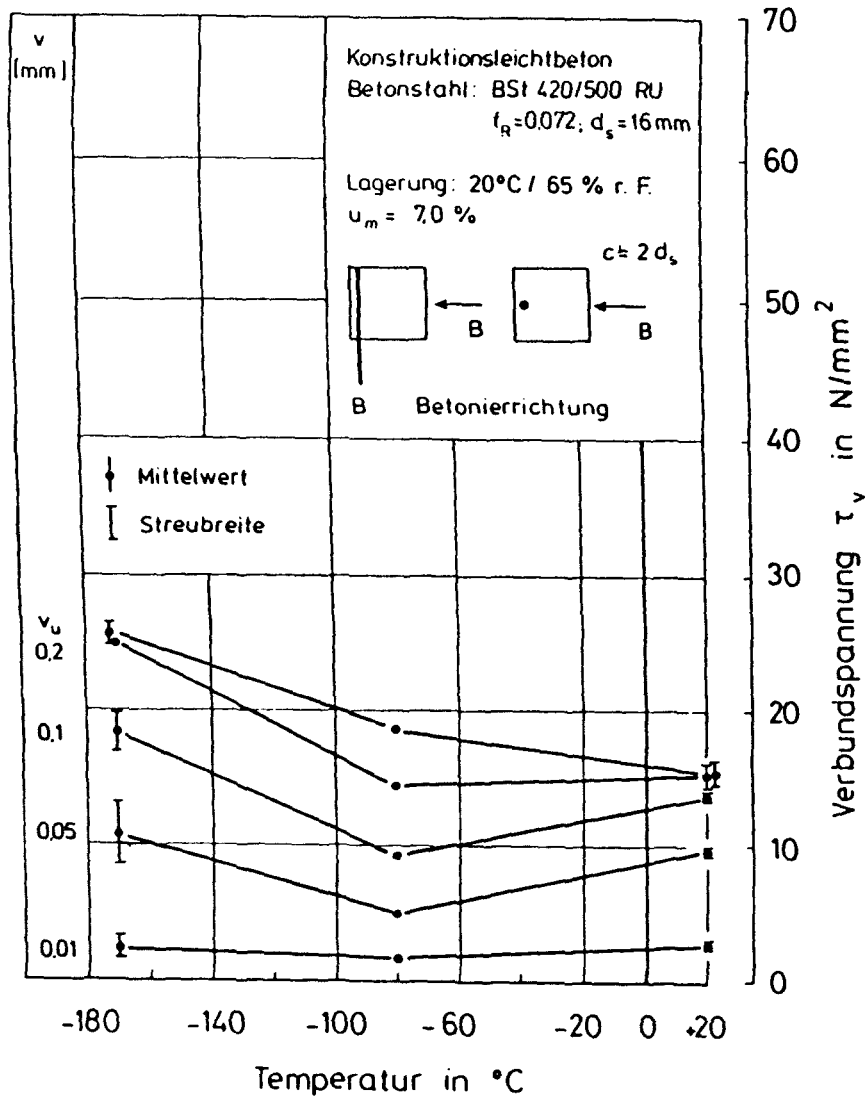


Bild 4.21: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{v,0}$ ($+20^\circ\text{C}$) bezogene mittlere Verbundspannung von normalgelagertem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

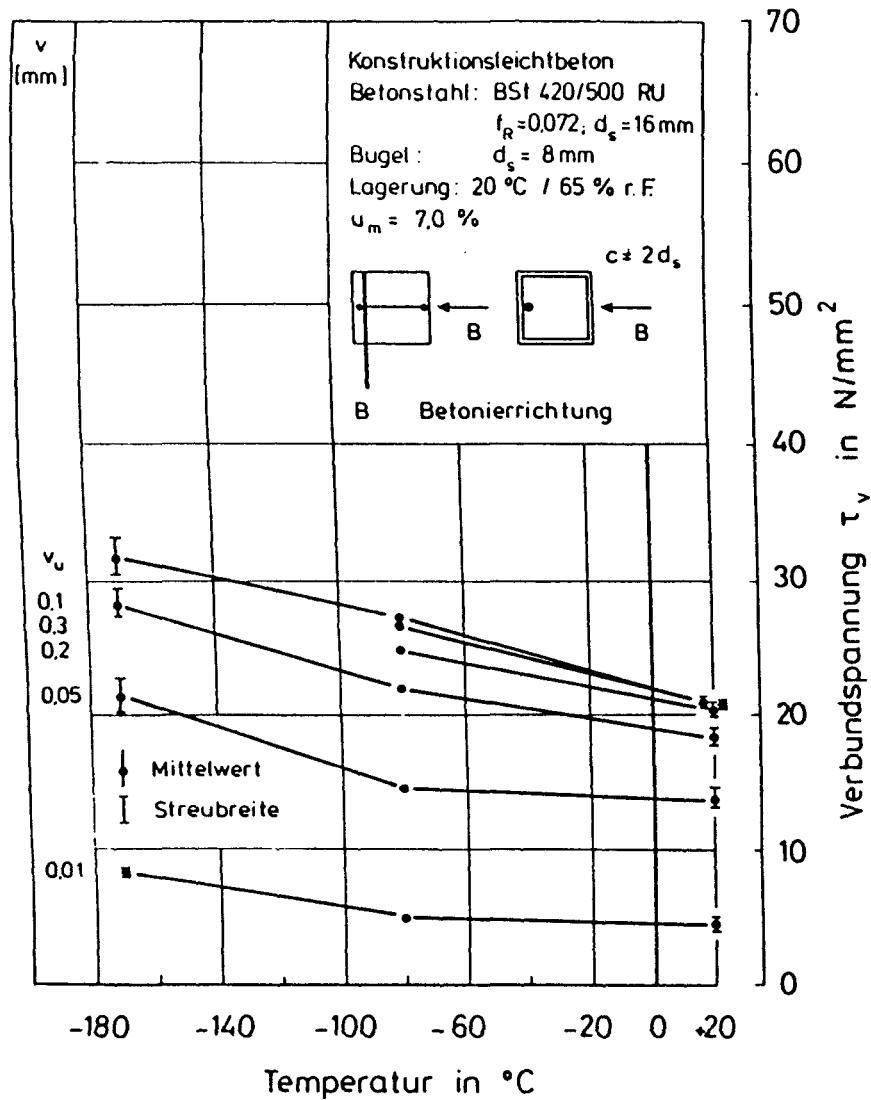


Bild 4.22: Mittlere Verbundspannung und auf $\tau_{vu}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von normalgelagertem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes, Bügel) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

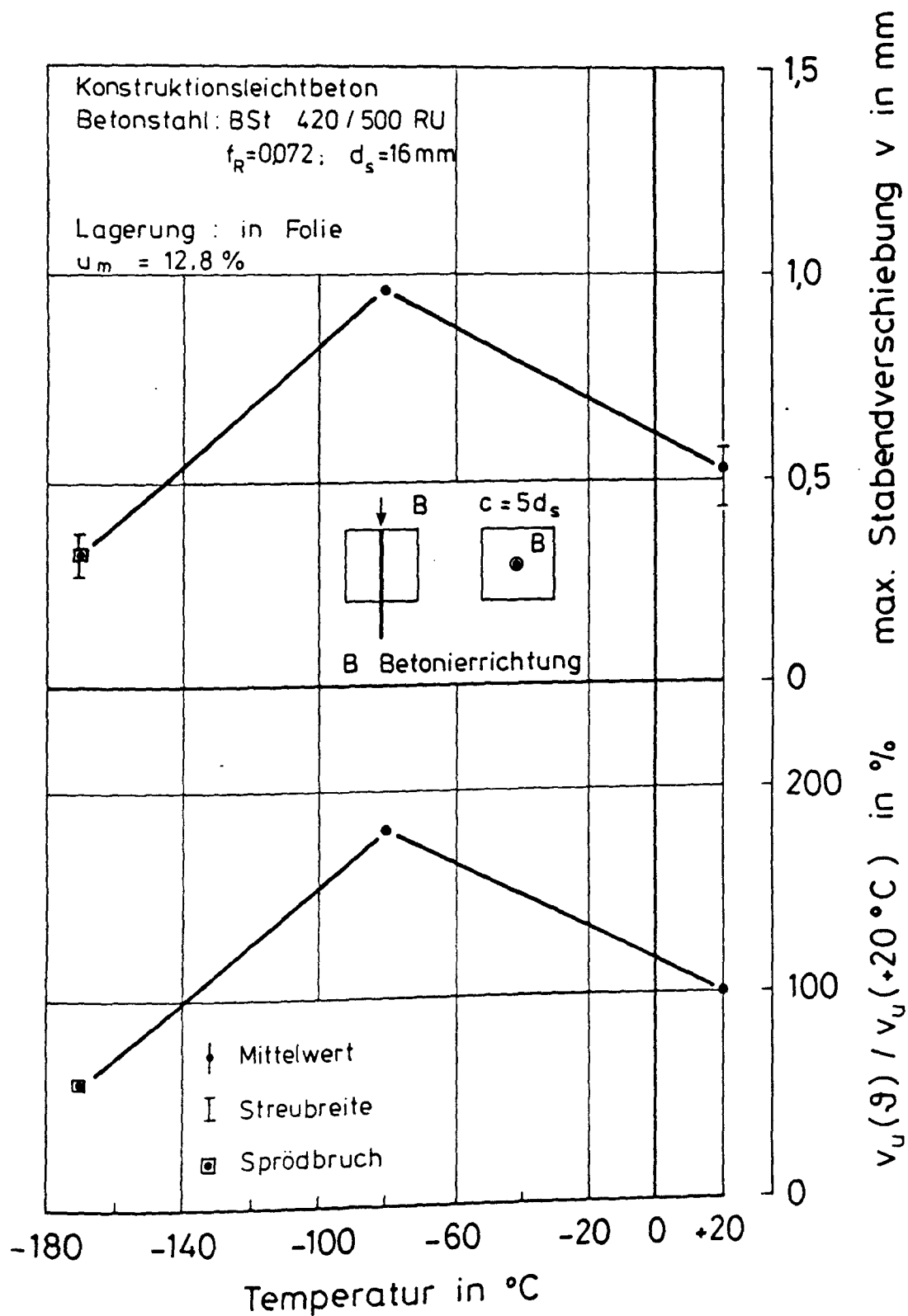


Bild 4.23: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\theta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von versiegeltem LB (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

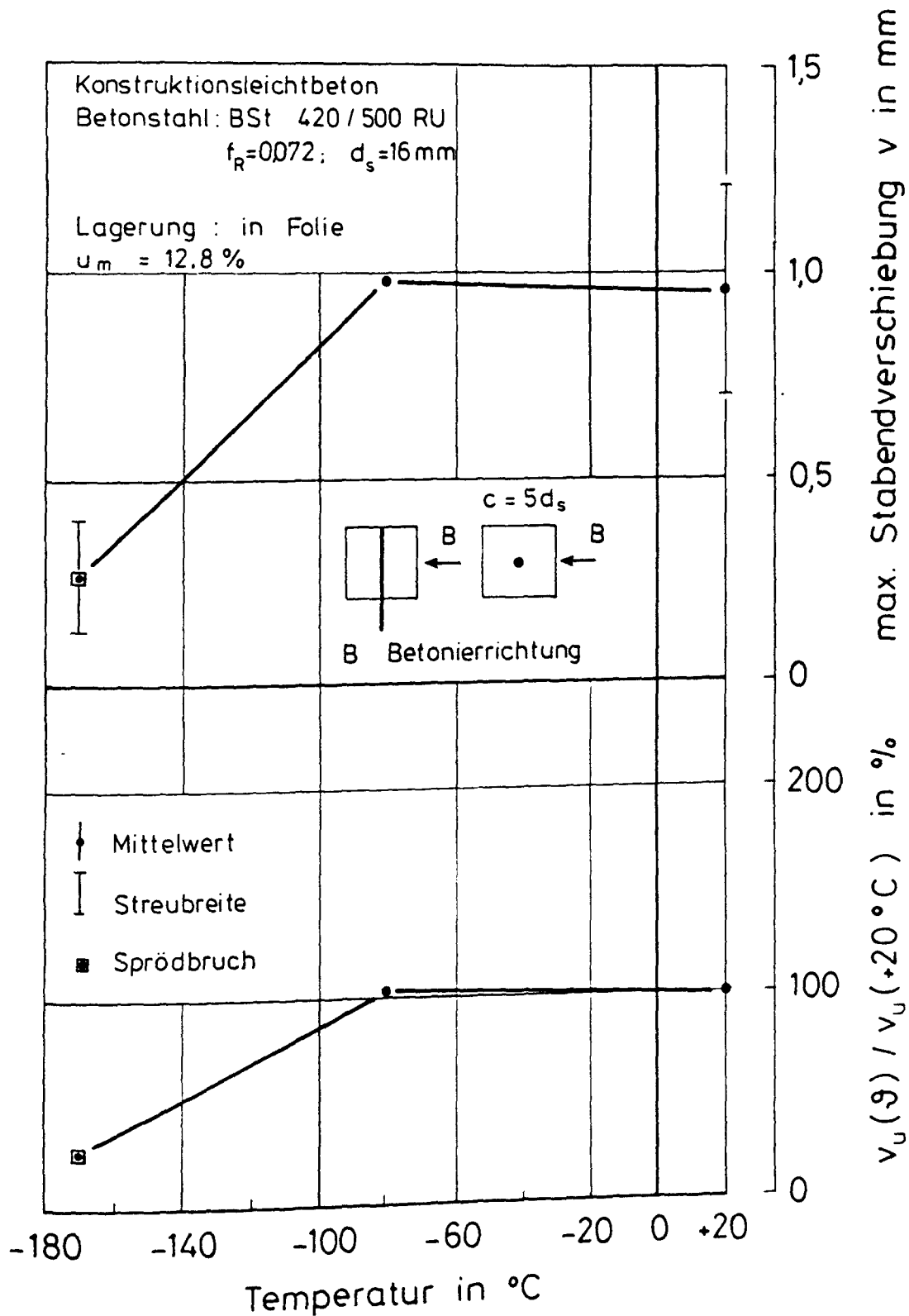


Bild 4.24: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von versiegeltem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

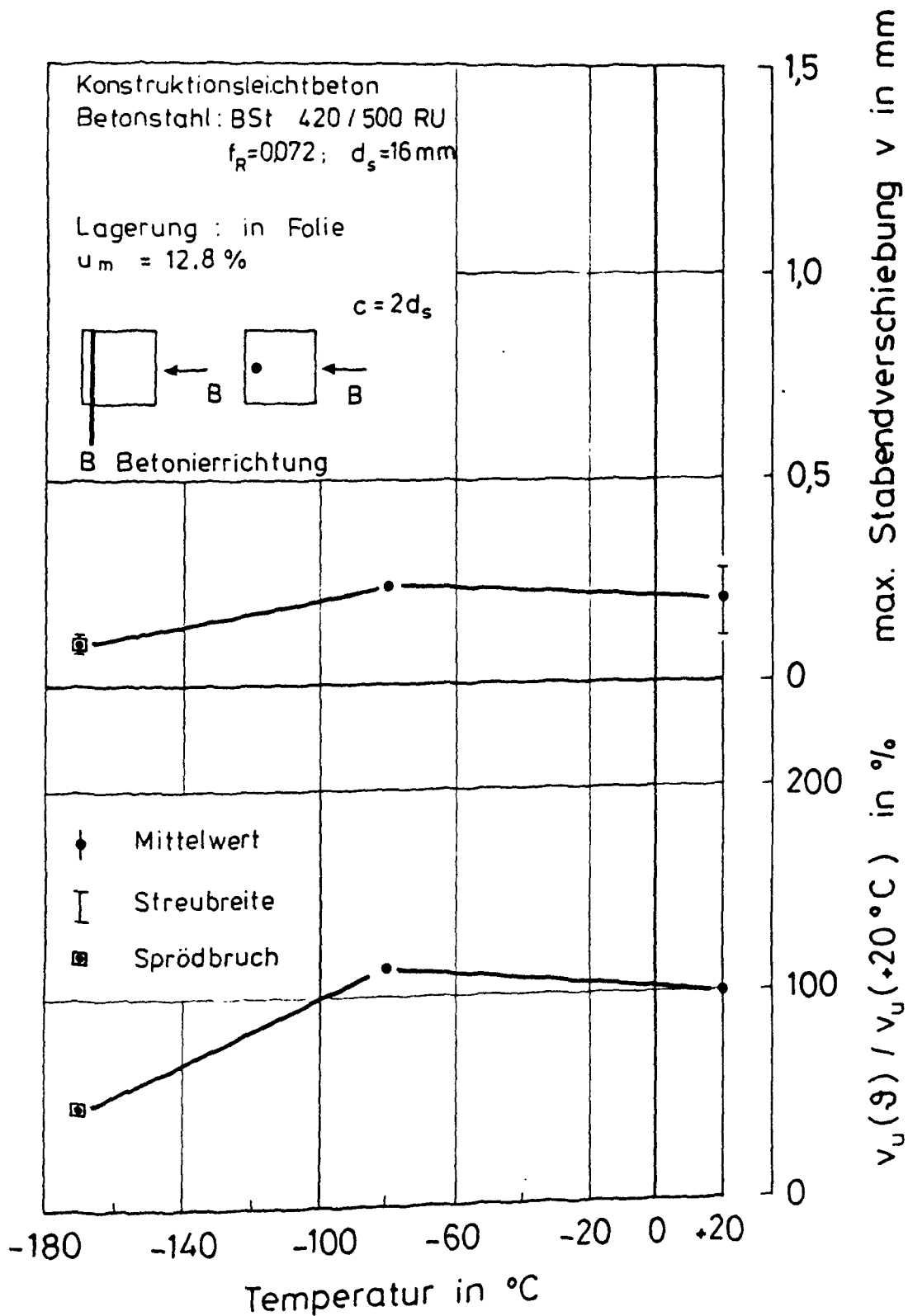


Bild 4.25: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von versiegeltem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) bei TT

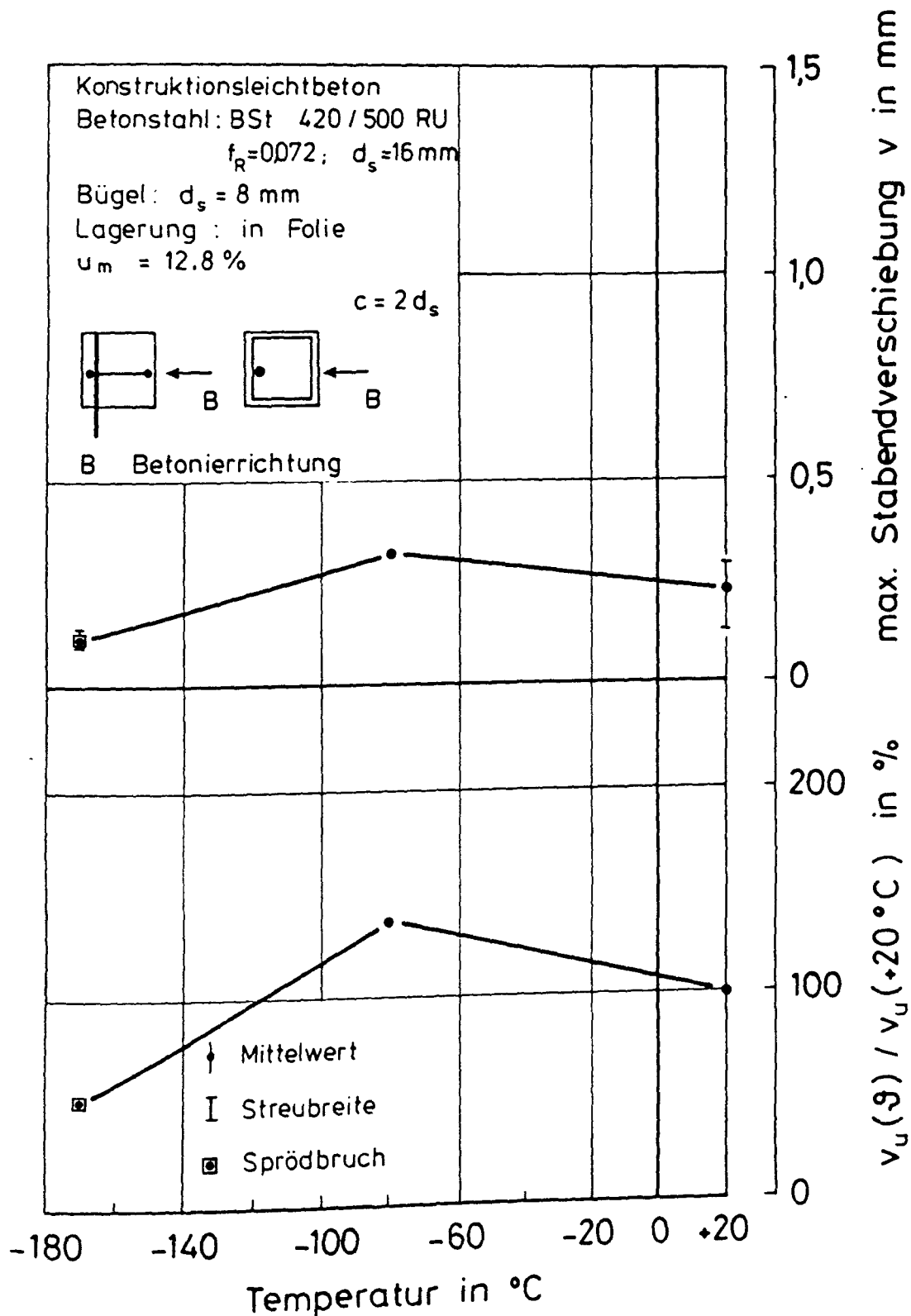


Bild 4.26: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von versiegeltem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes, Bügel) bei TT

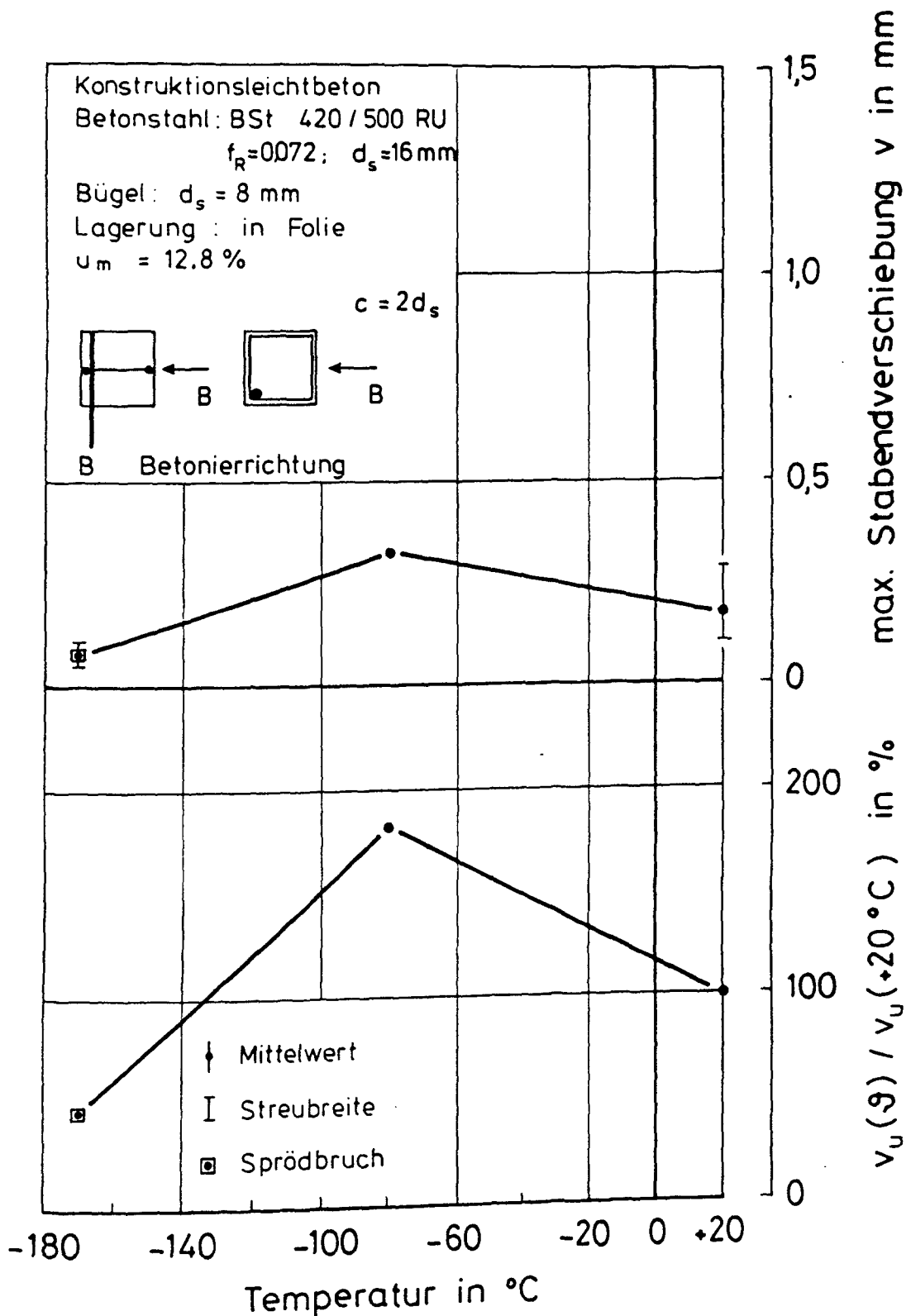


Bild 4.27: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\theta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von versiegeltem LB (Betonierrichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Ecklage des Stabes, Bügel) bei TT

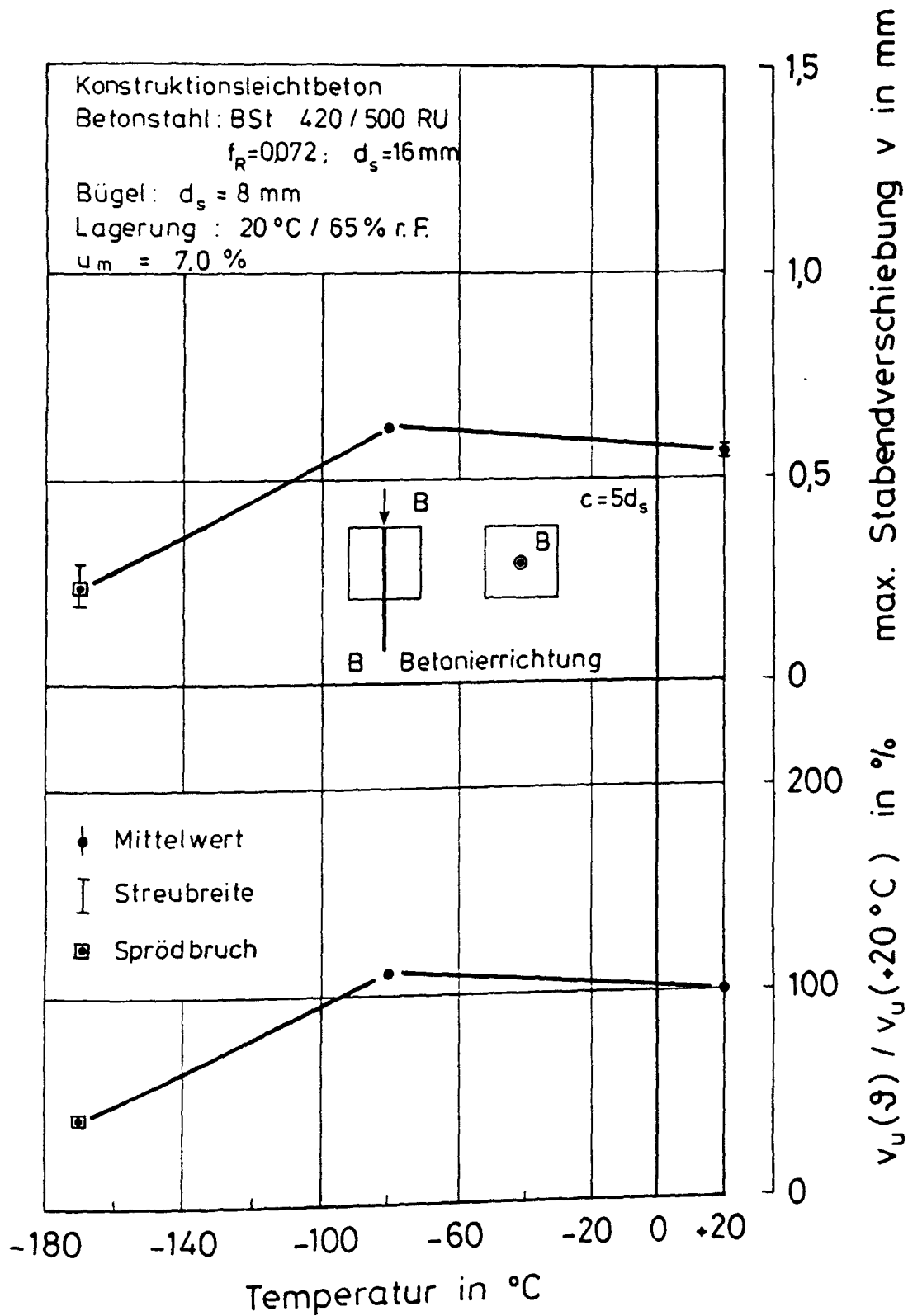


Bild 4.28: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von normalgelagertem LB (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

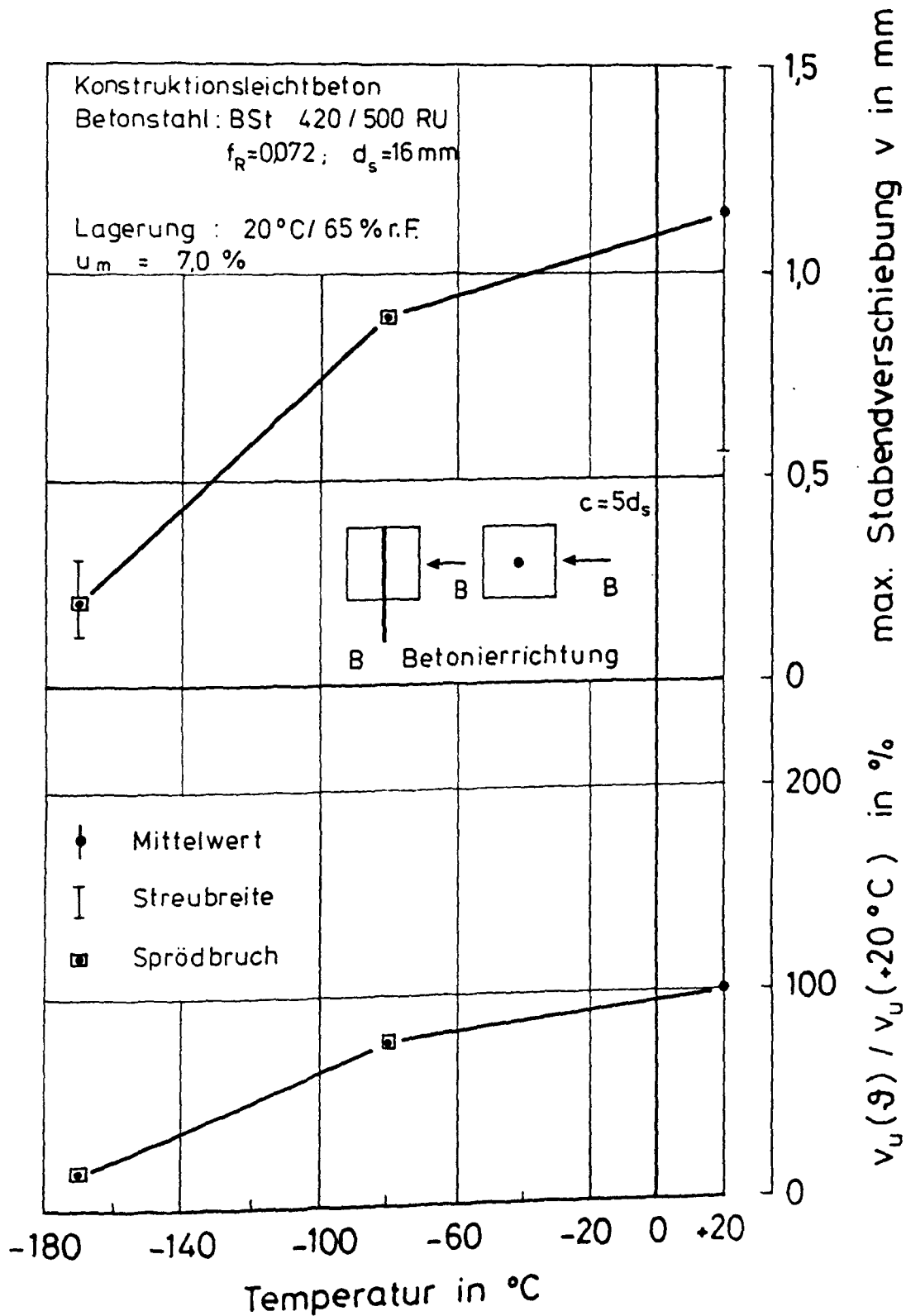


Bild 4.29: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von normalgelager-tem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zen-trische Stablage) bei TT

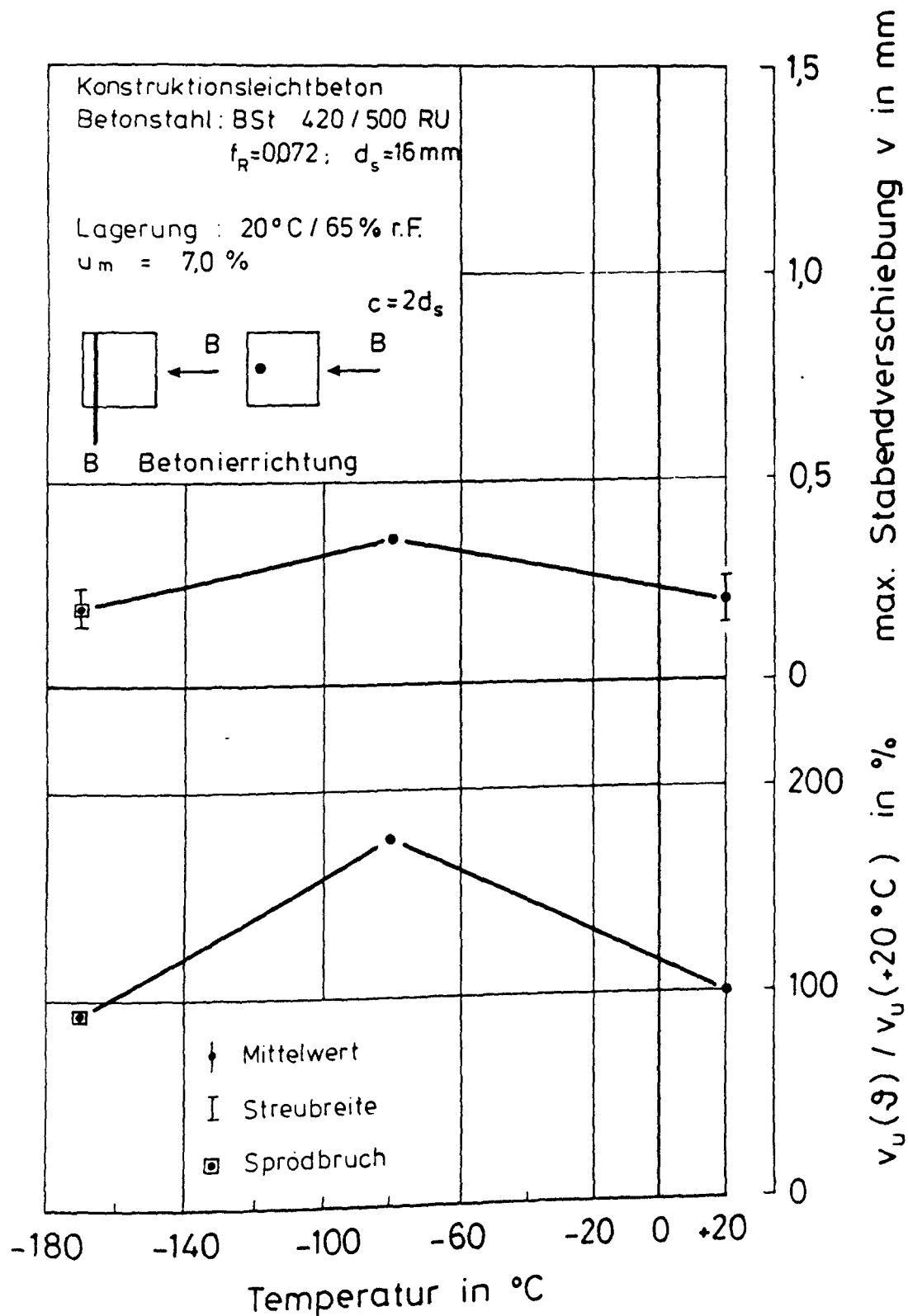


Bild 4.30: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ \text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von normalgelager-tem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Rand-lage des Stabes) bei TT

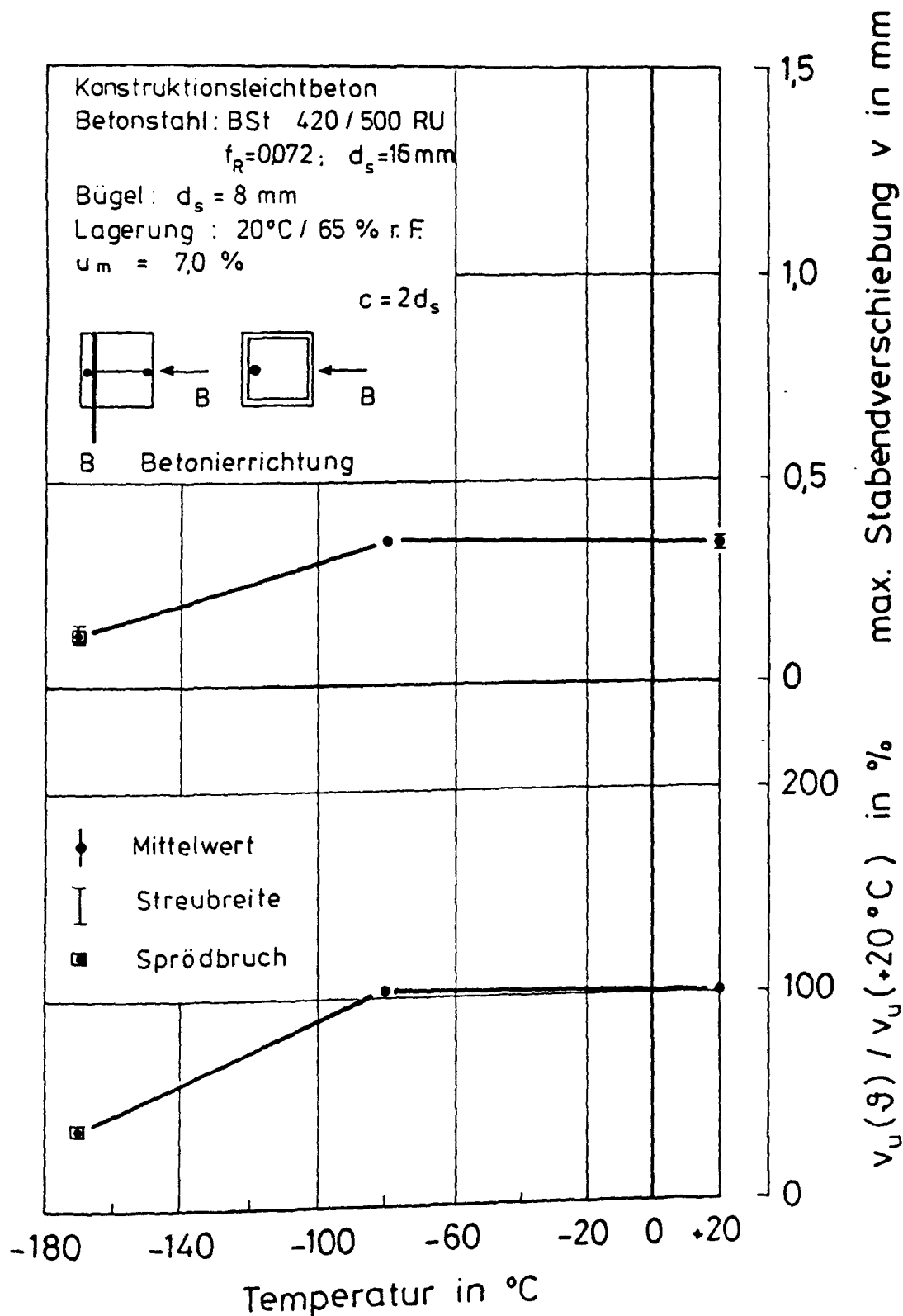


Bild 4.31: Zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung und auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Stabendverschiebung von normalgelagertem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes, Bügel) bei TT

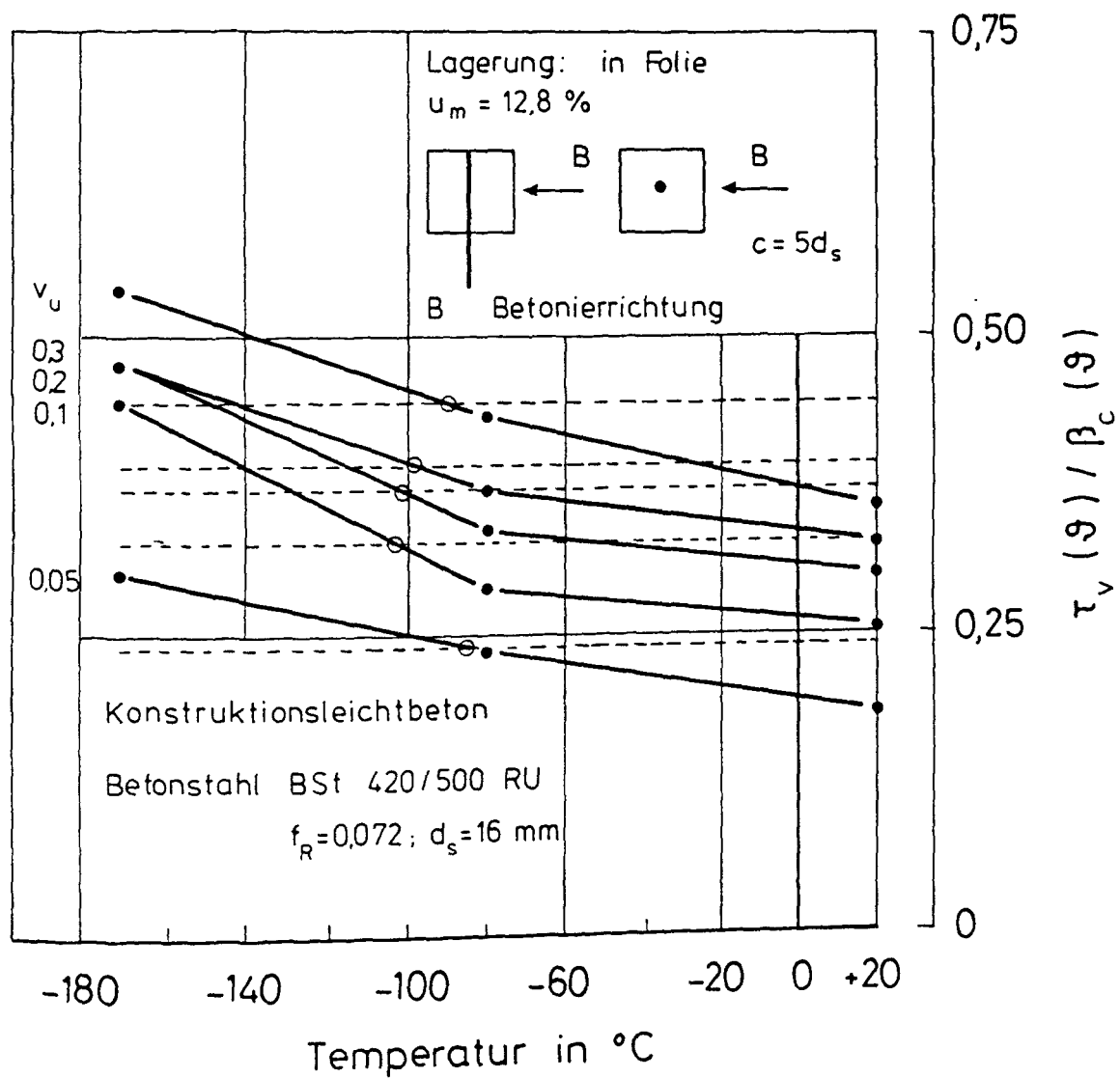


Bild 4.32: Auf die Zylinderdruckfestigkeit des versiegelten LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

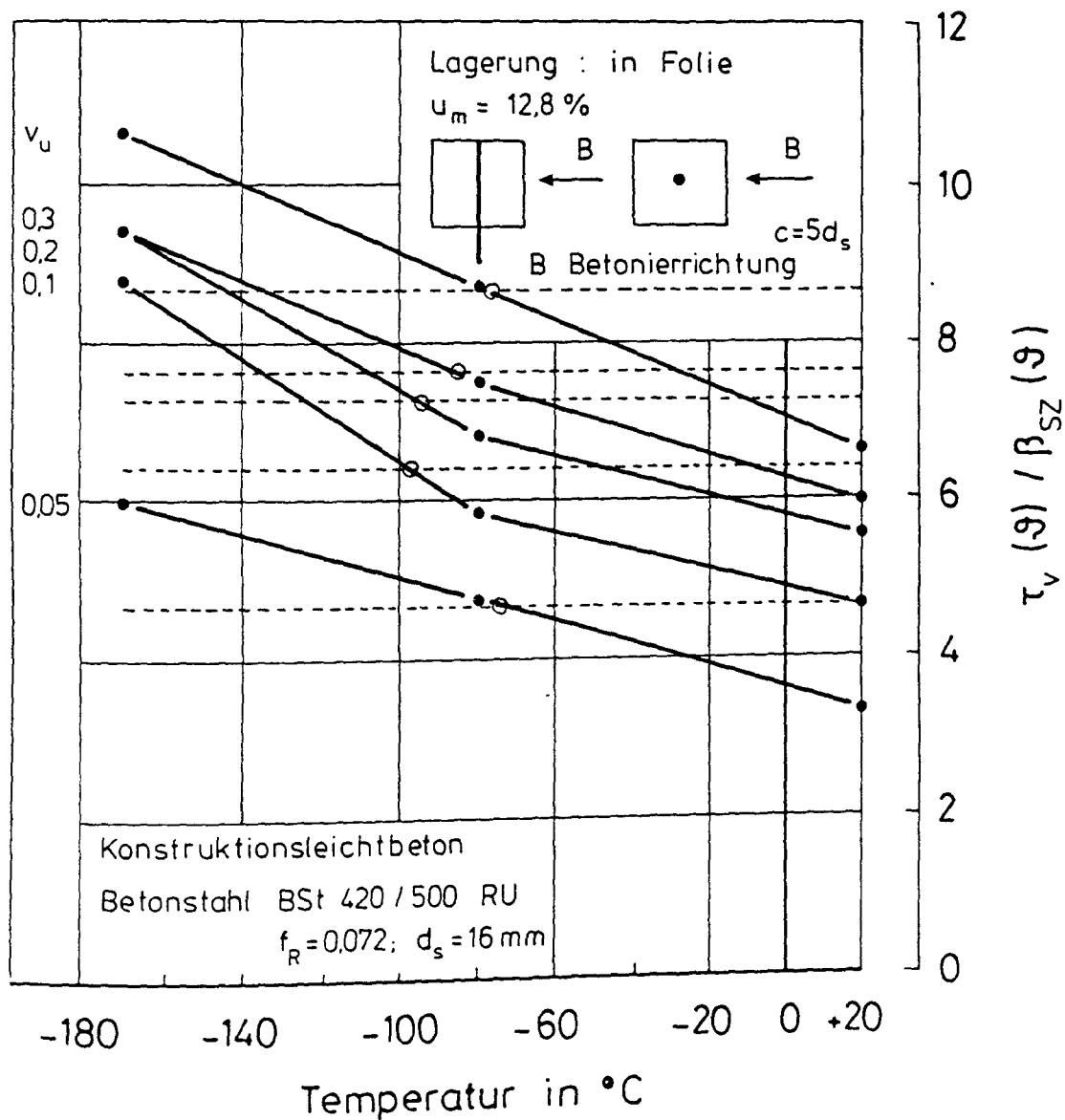


Bild 4.33: Auf die Spaltzugfestigkeit des versiegelten LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

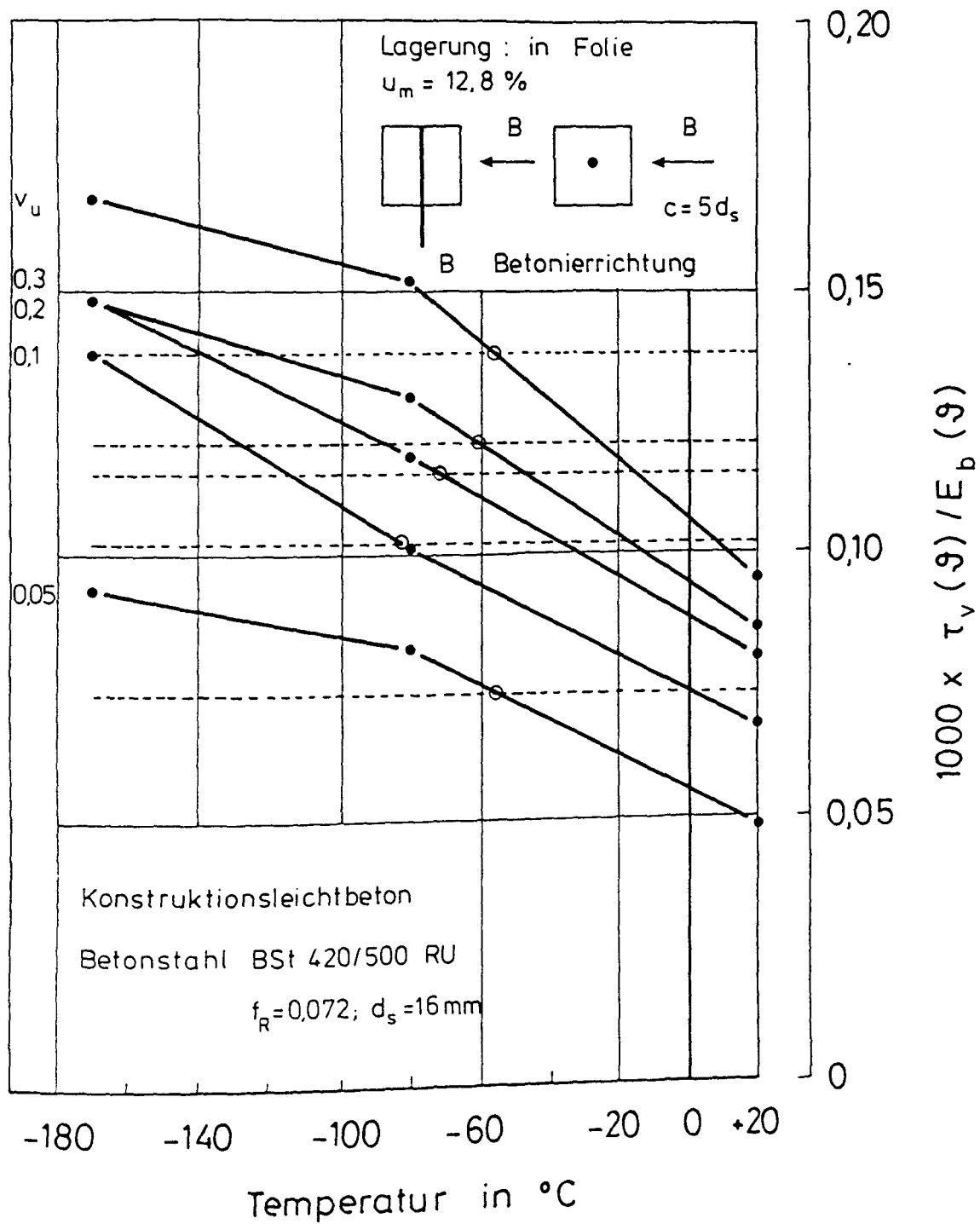


Bild 4.34: Auf den Elastizitätsmodul des versiegelten LB (Betonier-
 richtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage)
 bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der
 Stabendverschiebung und von der Temperatur

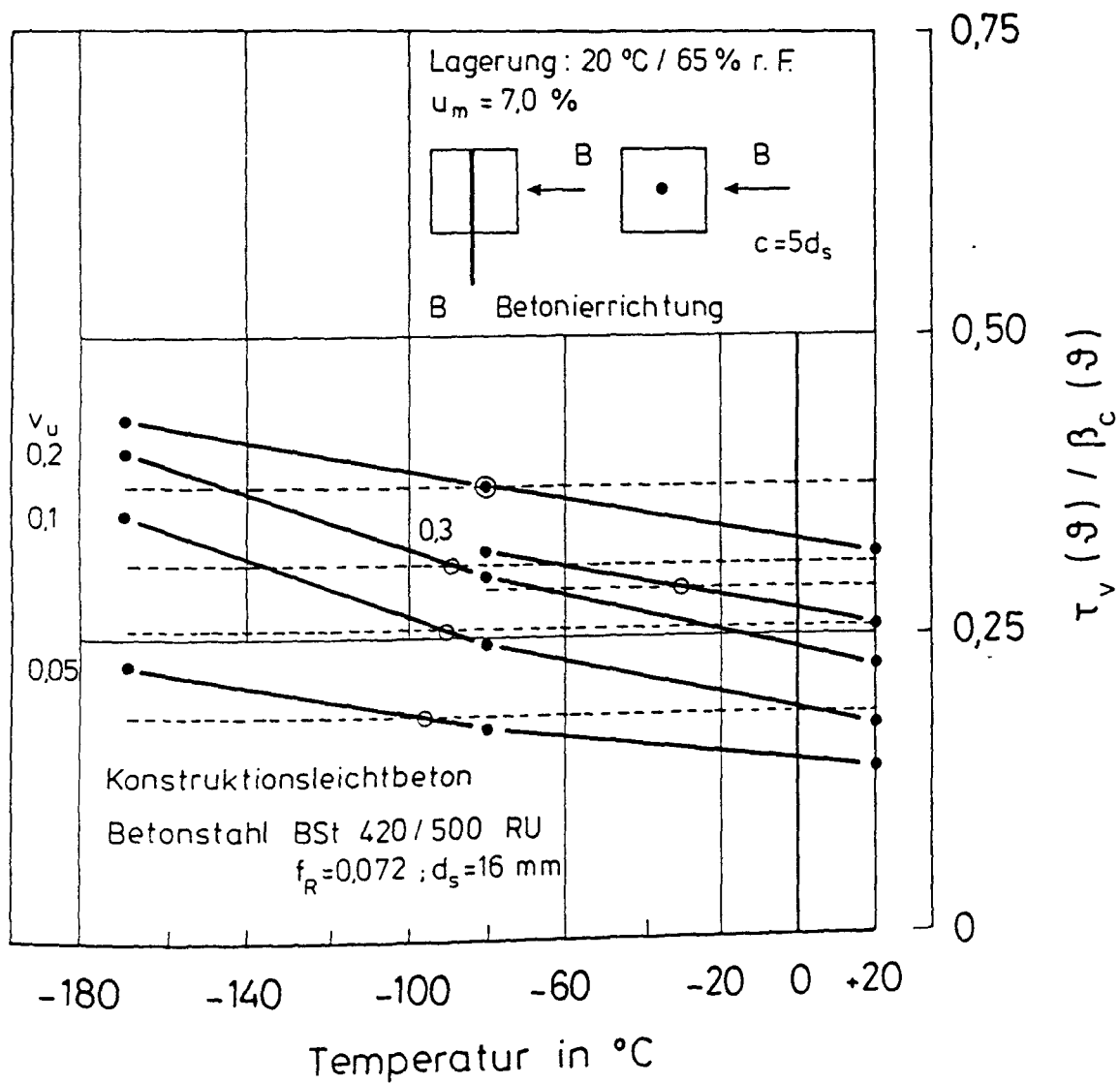


Bild 4.35: Auf die Zylinderdruckfestigkeit des normalgelagerten LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

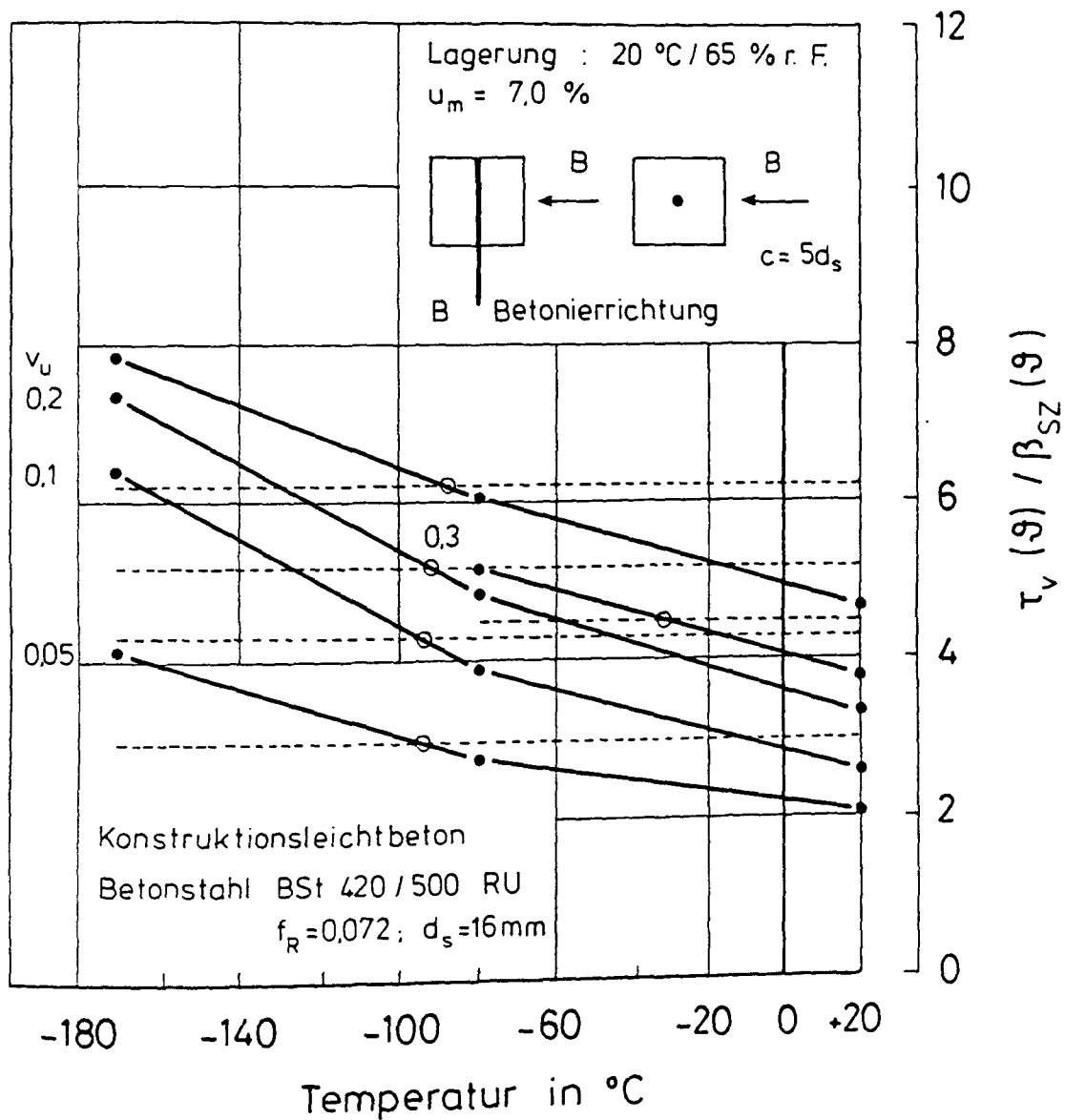


Bild 4.36: Auf die Spaltzugfestigkeit des normalgelagerten LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

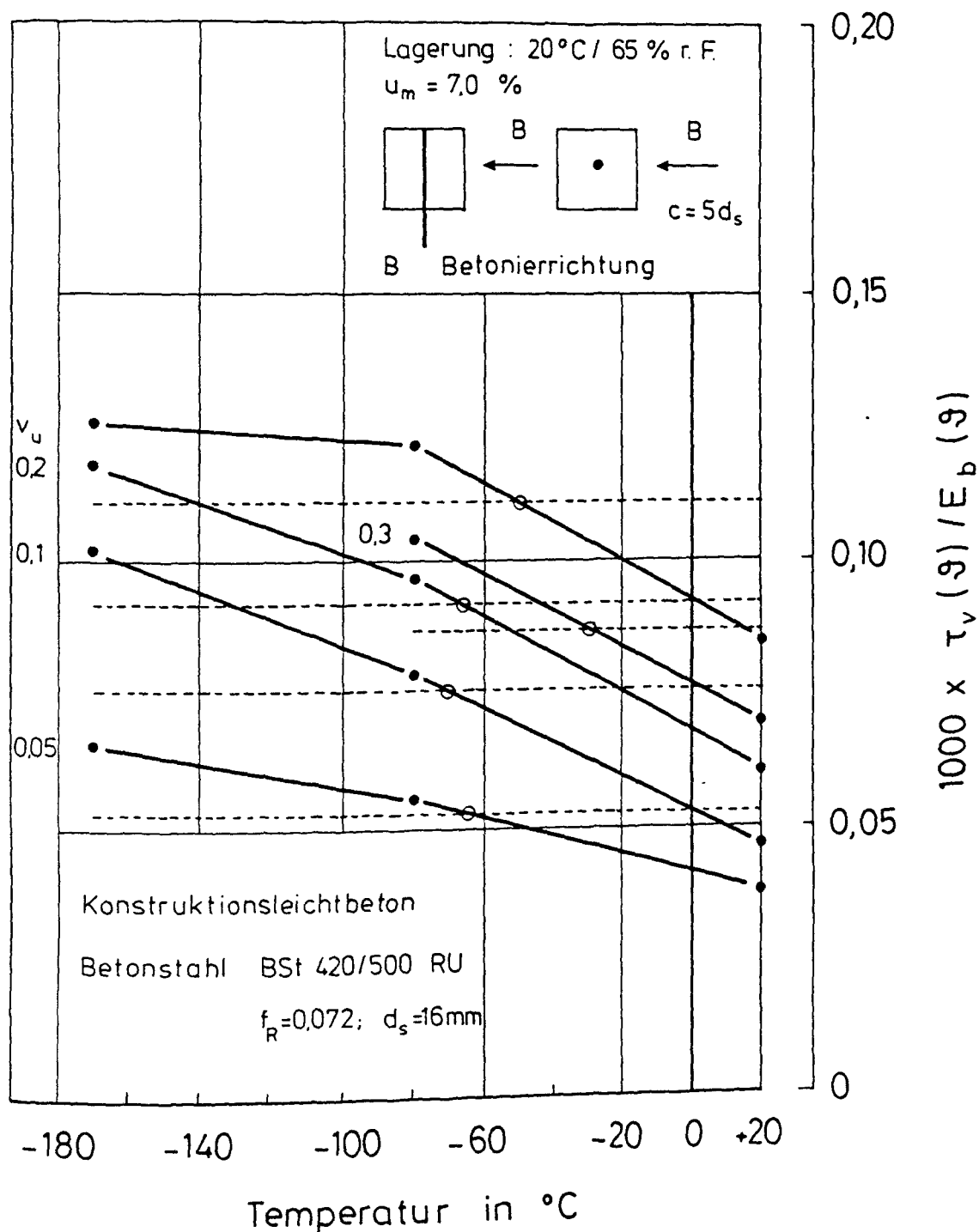


Bild 4.37: Auf den Elastizitätsmodul des normalgelagerten LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

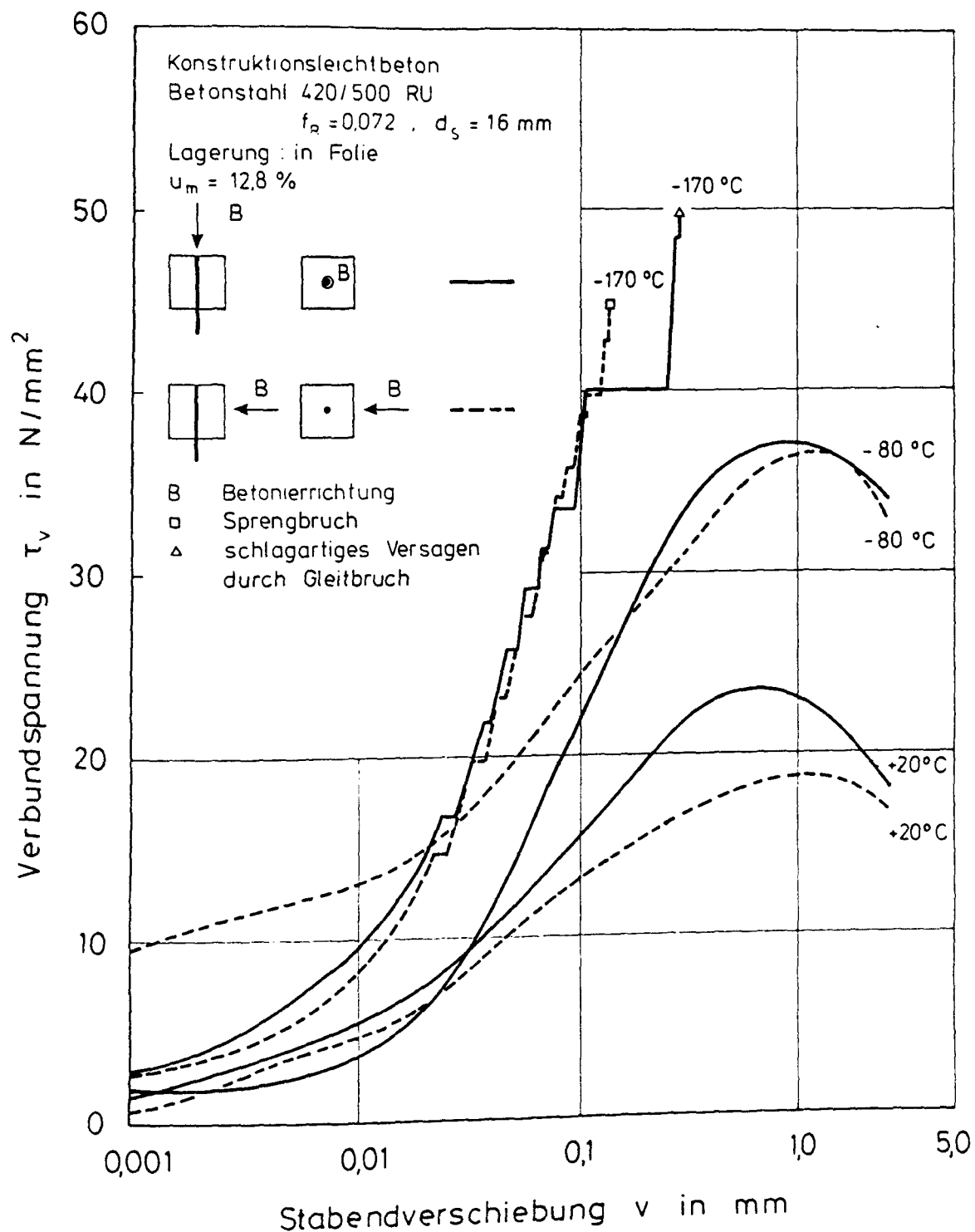


Bild 4.38: Einfluß der Betonierichtung auf die τ_v - v -Linien von versiegeltem LB (zentrische Stablage) bei TT

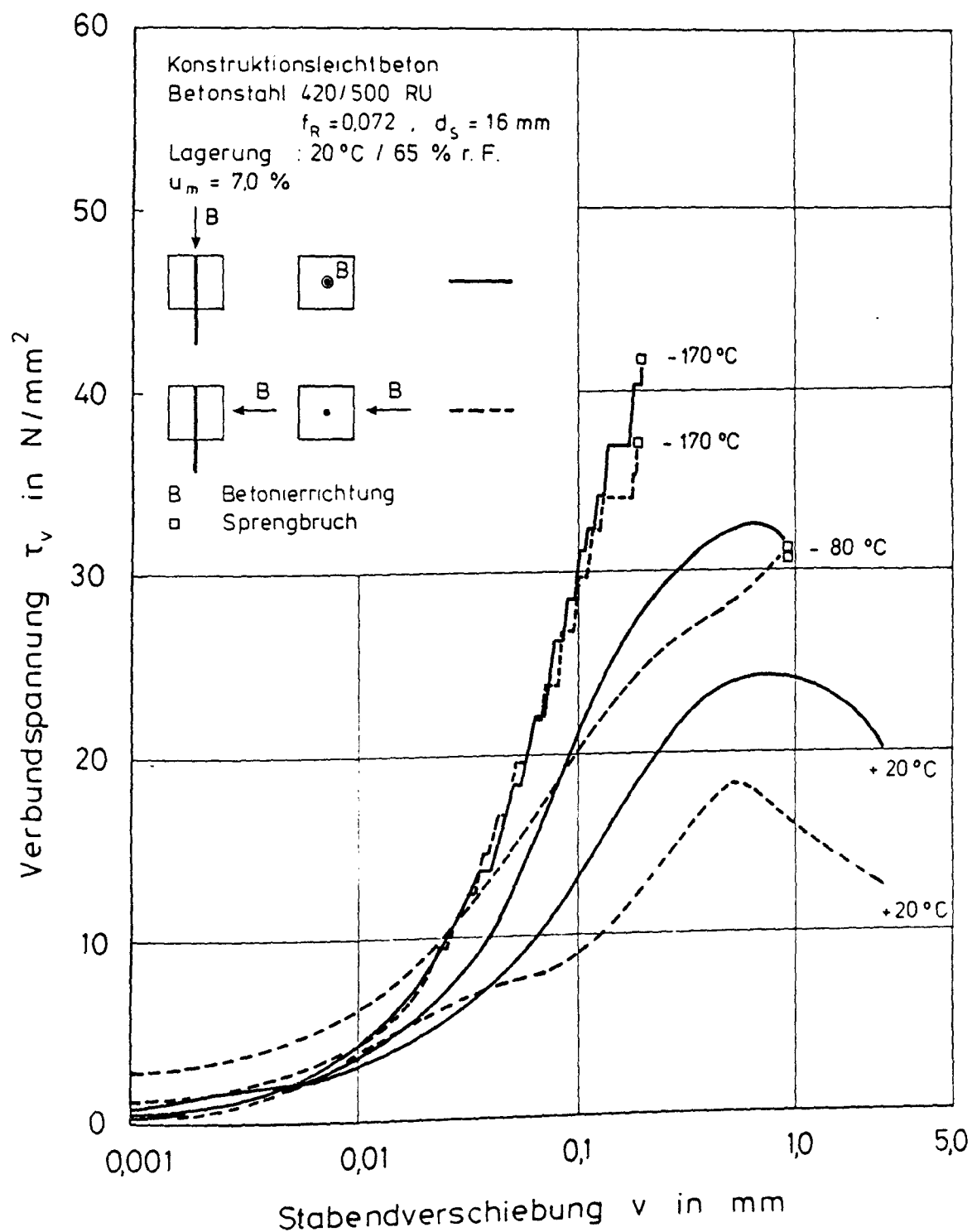


Bild 4.39: Einfluß der Betonierichtung auf die τ_v - v -Linien von normalgelagertem LB (zentrumsche Stablage) bei TT



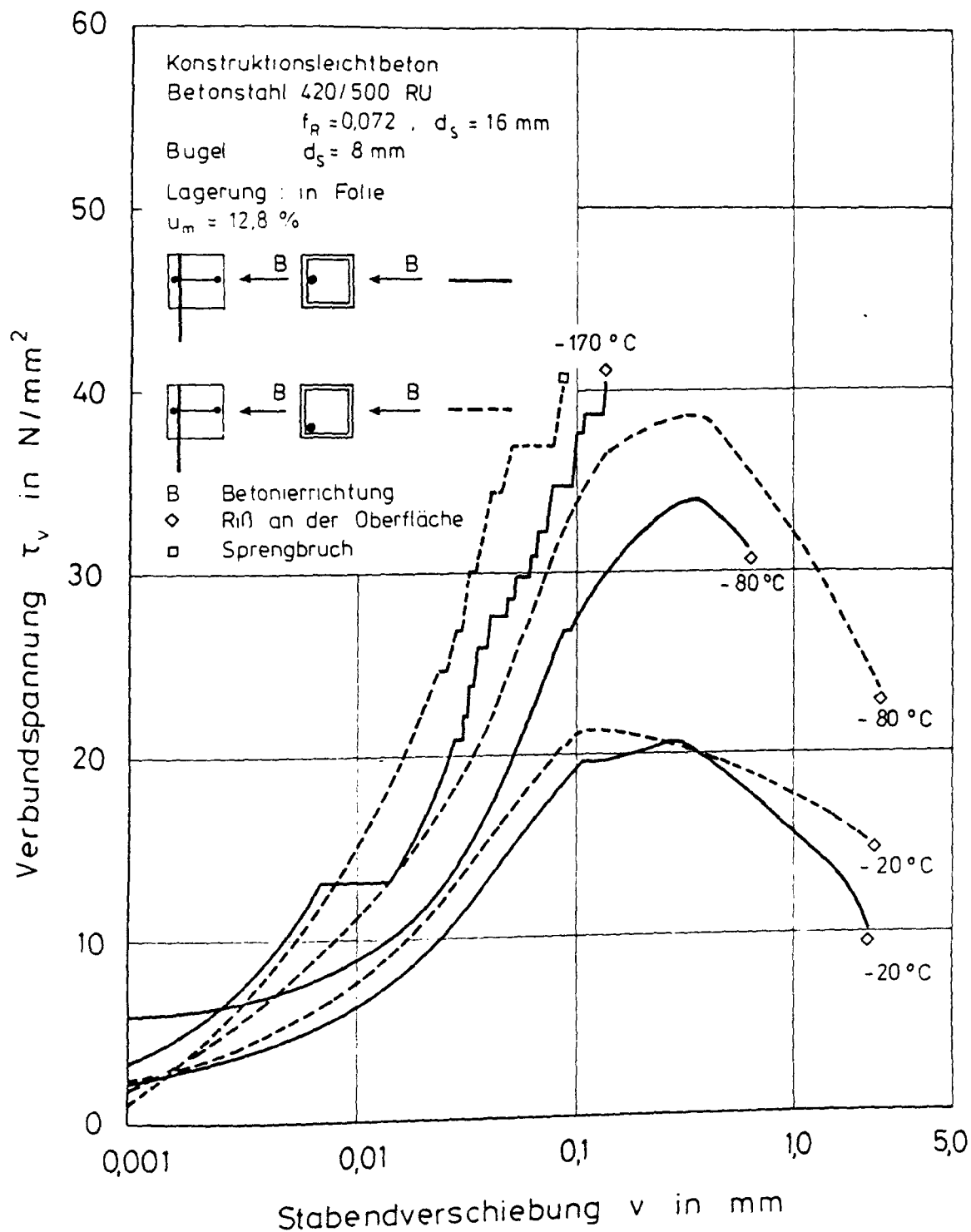


Bild 4.41: Einfluß der Lage des Stabes auf die τ_v - v -Linien von versiegeltem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Bügel) bei TT

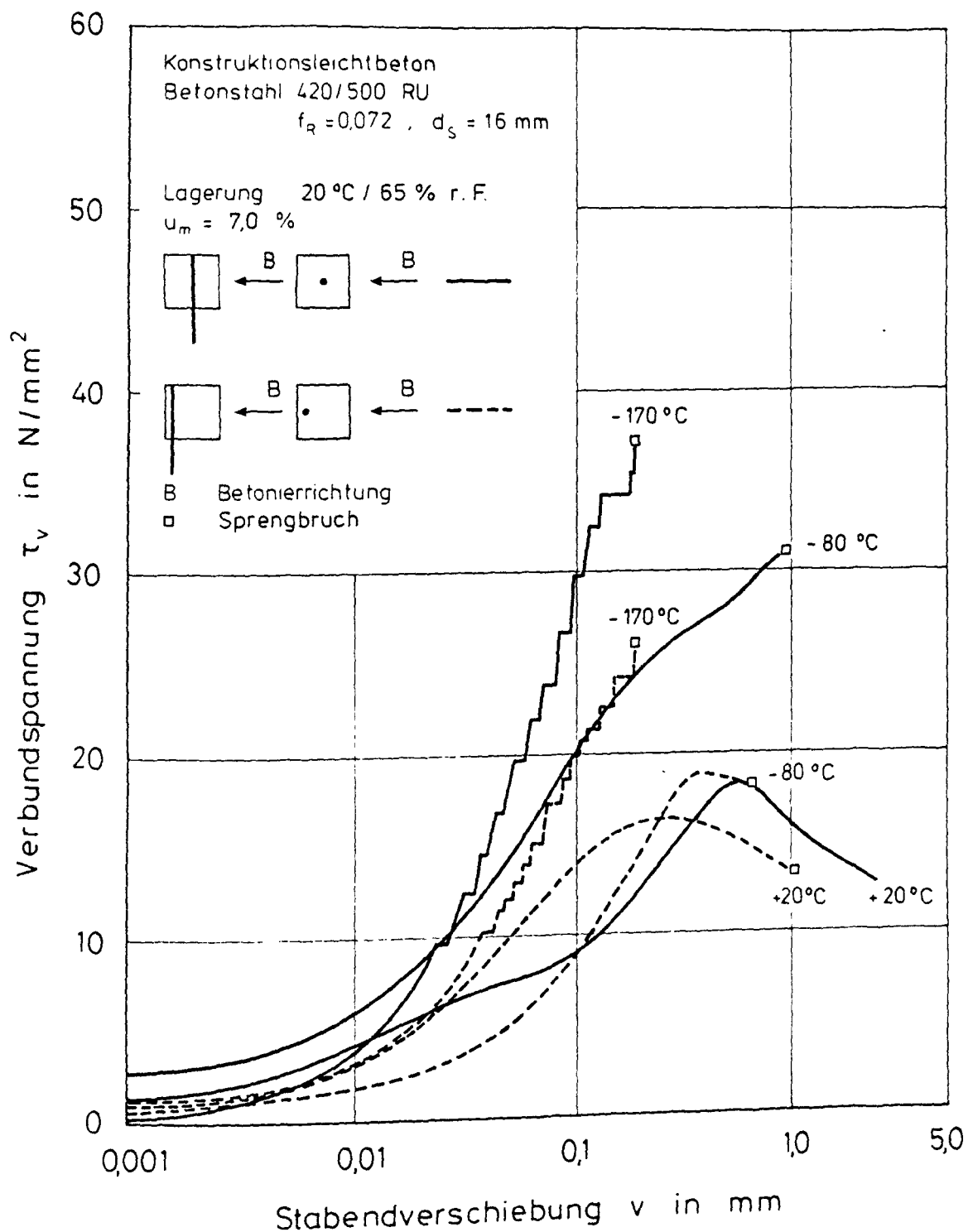


Bild 4.42: Einfluß der Lage des Stabes auf die τ_v - v -Linien von normalgelagertem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung) bei TT

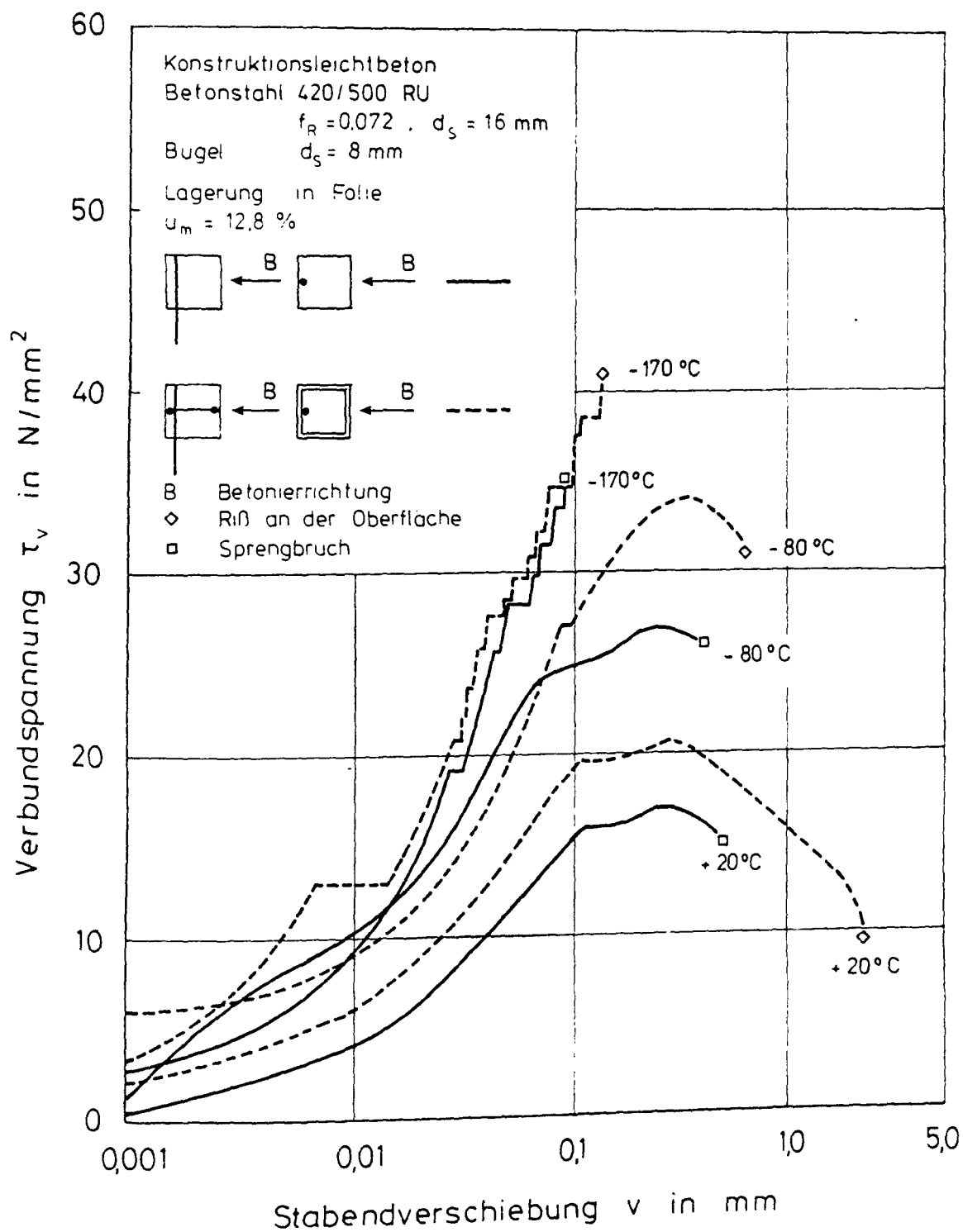


Bild 4.43: Einfluß der Querbewehrung auf die τ_v - v -Linien von versiegeltem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) bei TT

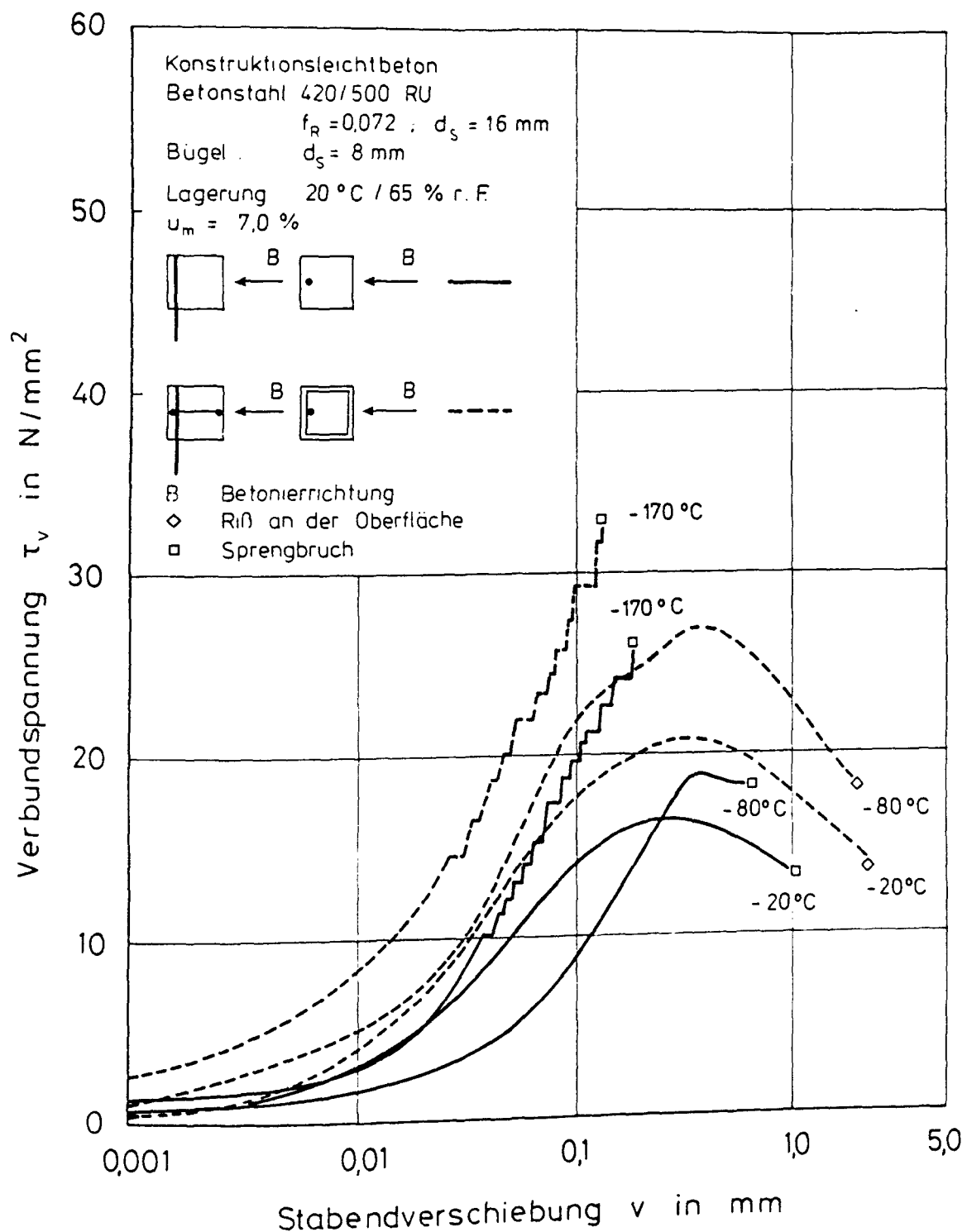


Bild 4.44: Einfluß der Querbewehrung auf die τ_v - v -Linien von normal-
 gelagertem LB (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung,
 Randlage des Stabes) bei TT

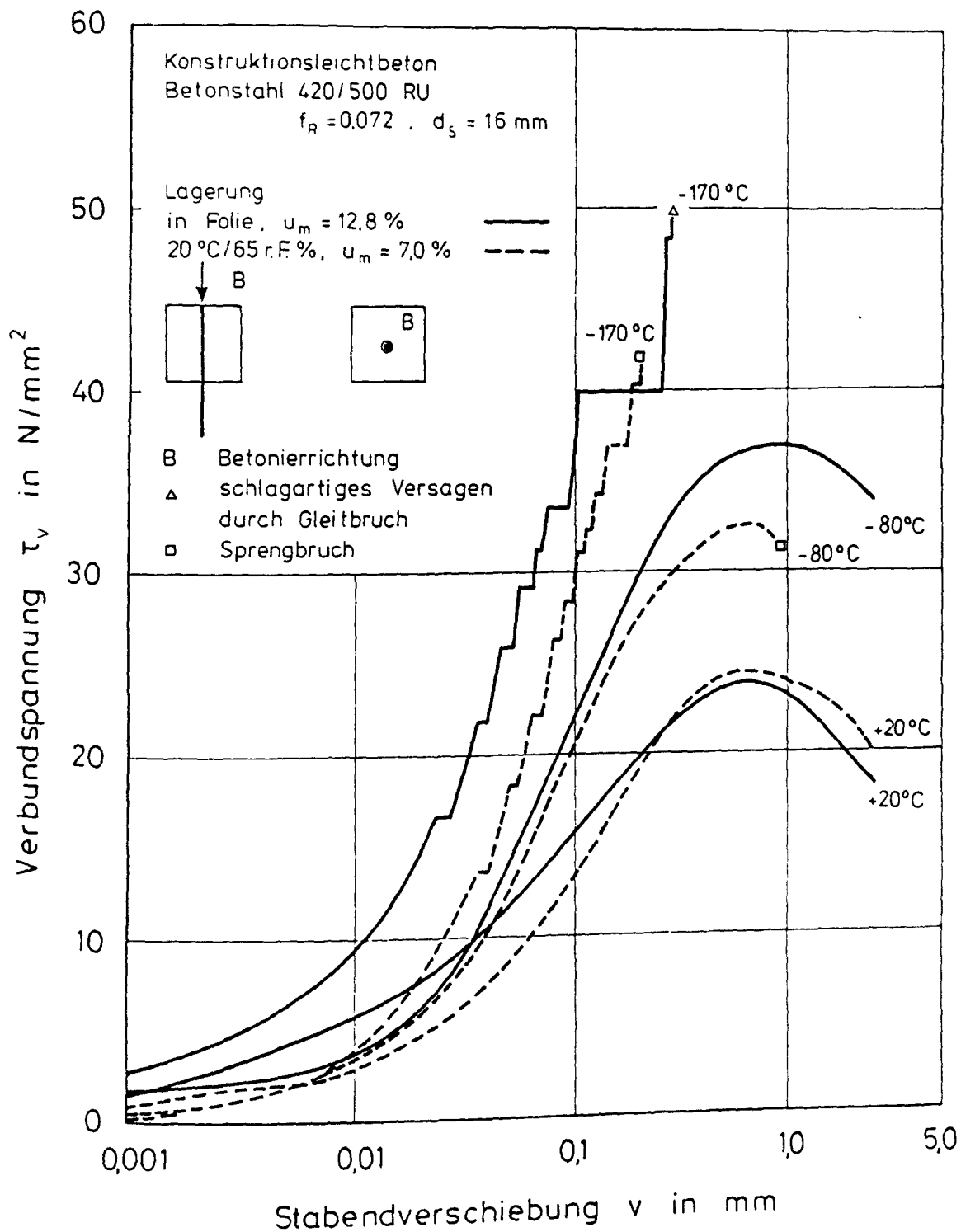


Bild 4.45: Einfluß der mittleren Feuchte auf die τ_v - v -Linien von LB
(Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablagerung)
bei TT

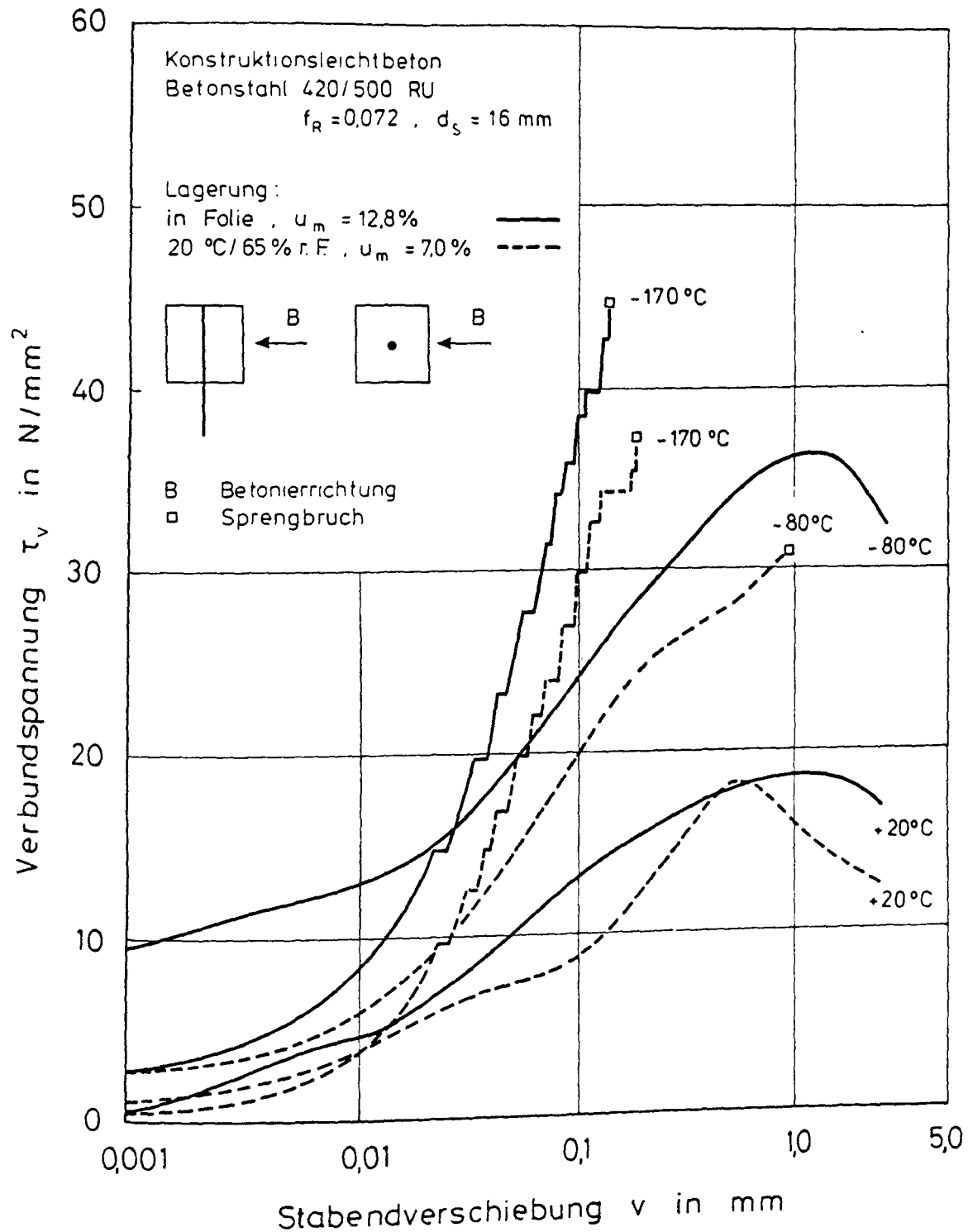


Bild 4.46: Einfluß der mittleren Feuchte auf die τ_v - v -Linien von LB
(Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische
Stablage) bei TT

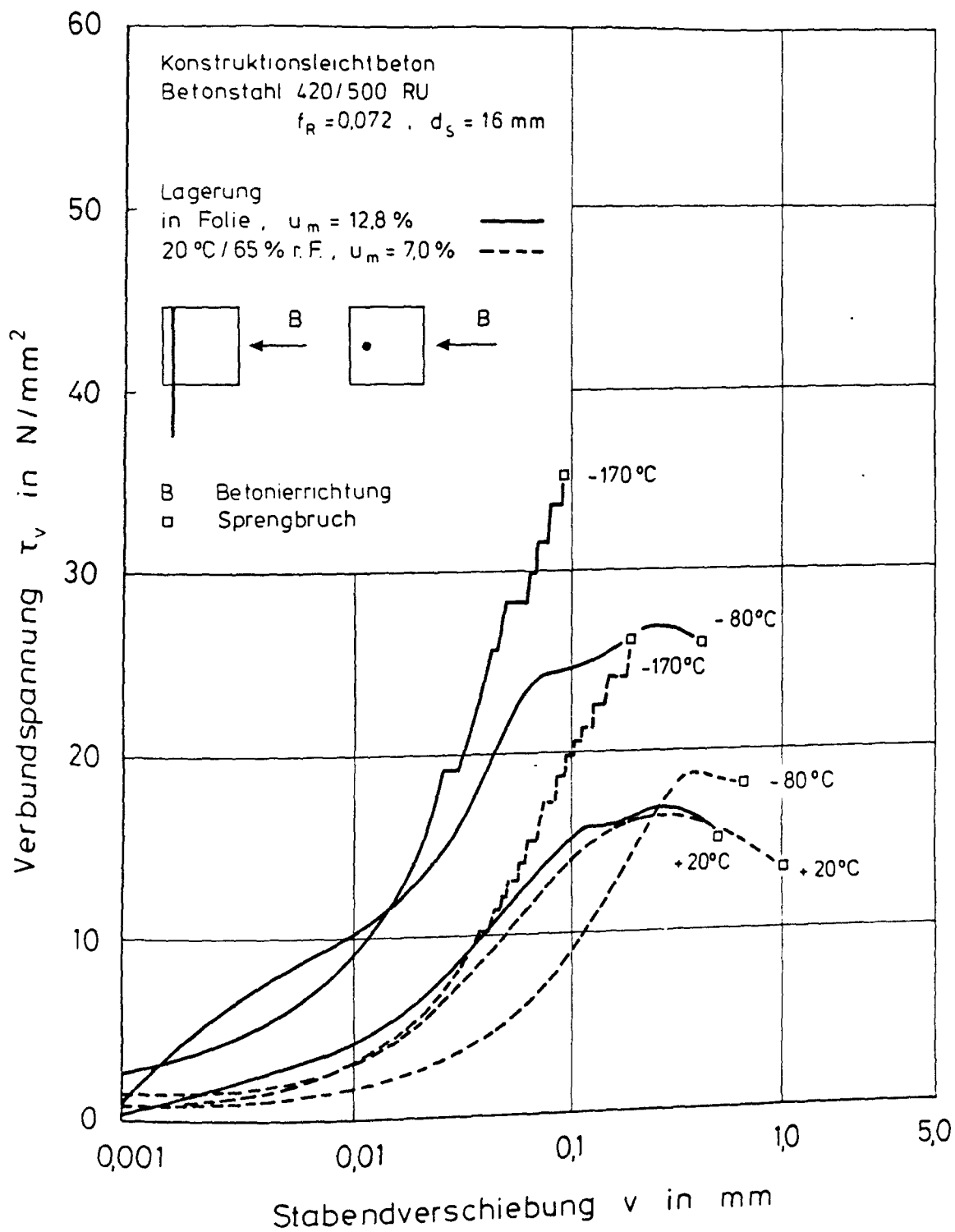


Bild 4.47: Einfluß der mittleren Feuchte auf die τ_v - v -Linien von LB
(Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage
des Stabes) bei TT

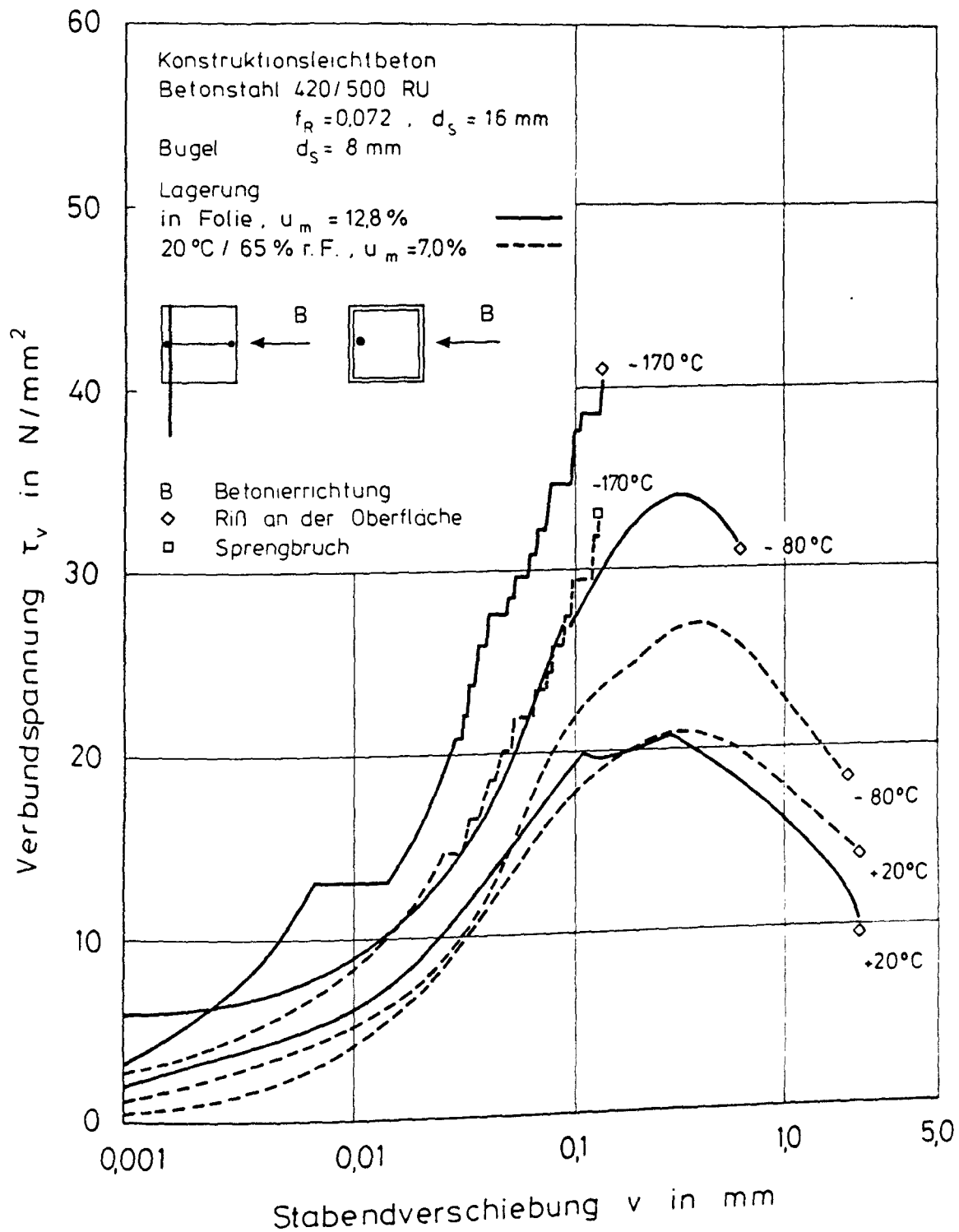


Bild 4.48: Einfluß der mittleren Feuchte auf die τ_v - v -Linien von LB
 (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage
 des Stabes, Bügel) bei TT

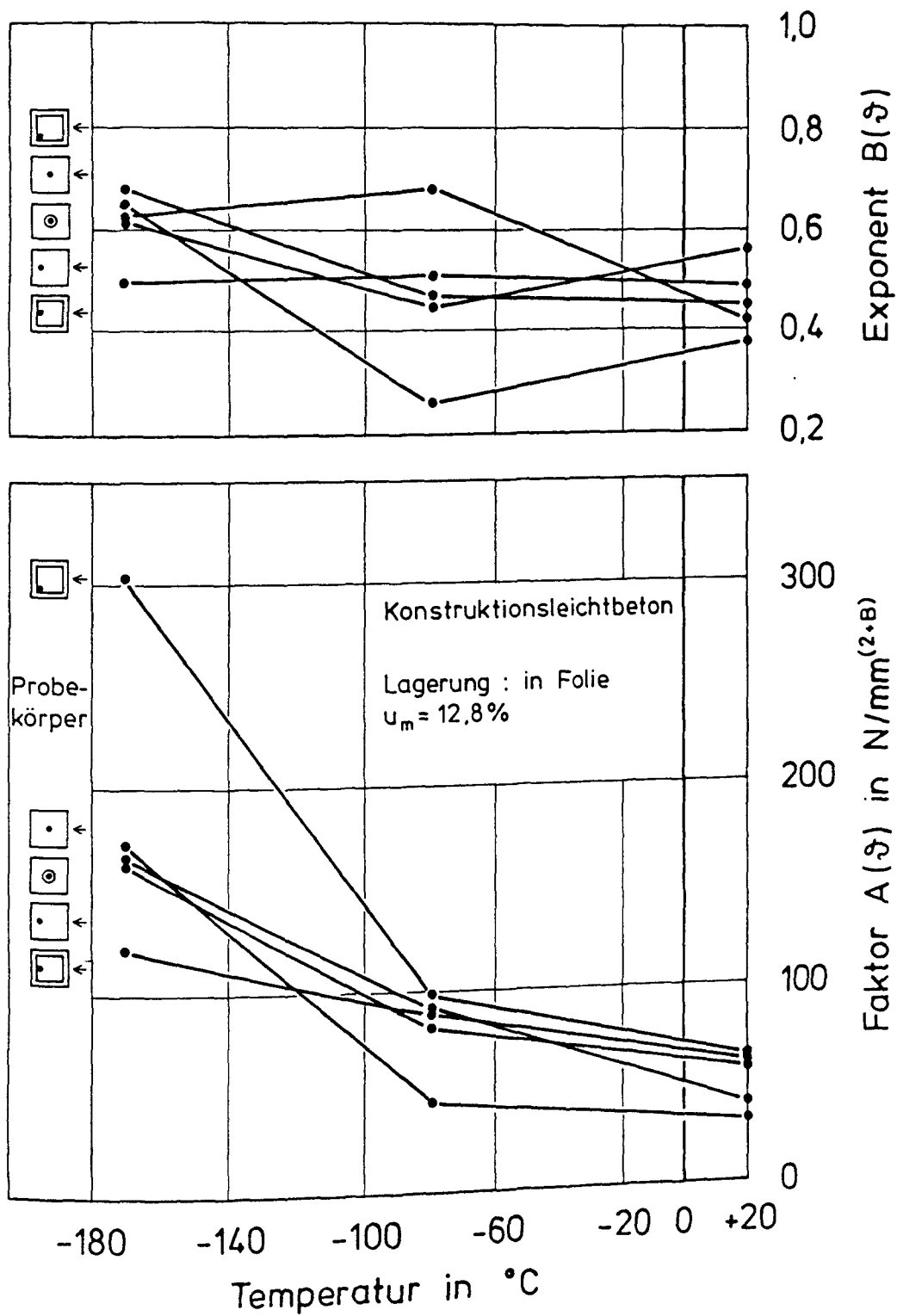


Bild 4.49: Koeffizienten des Verbund-Grundgesetzes für versiegelten LB bei TT

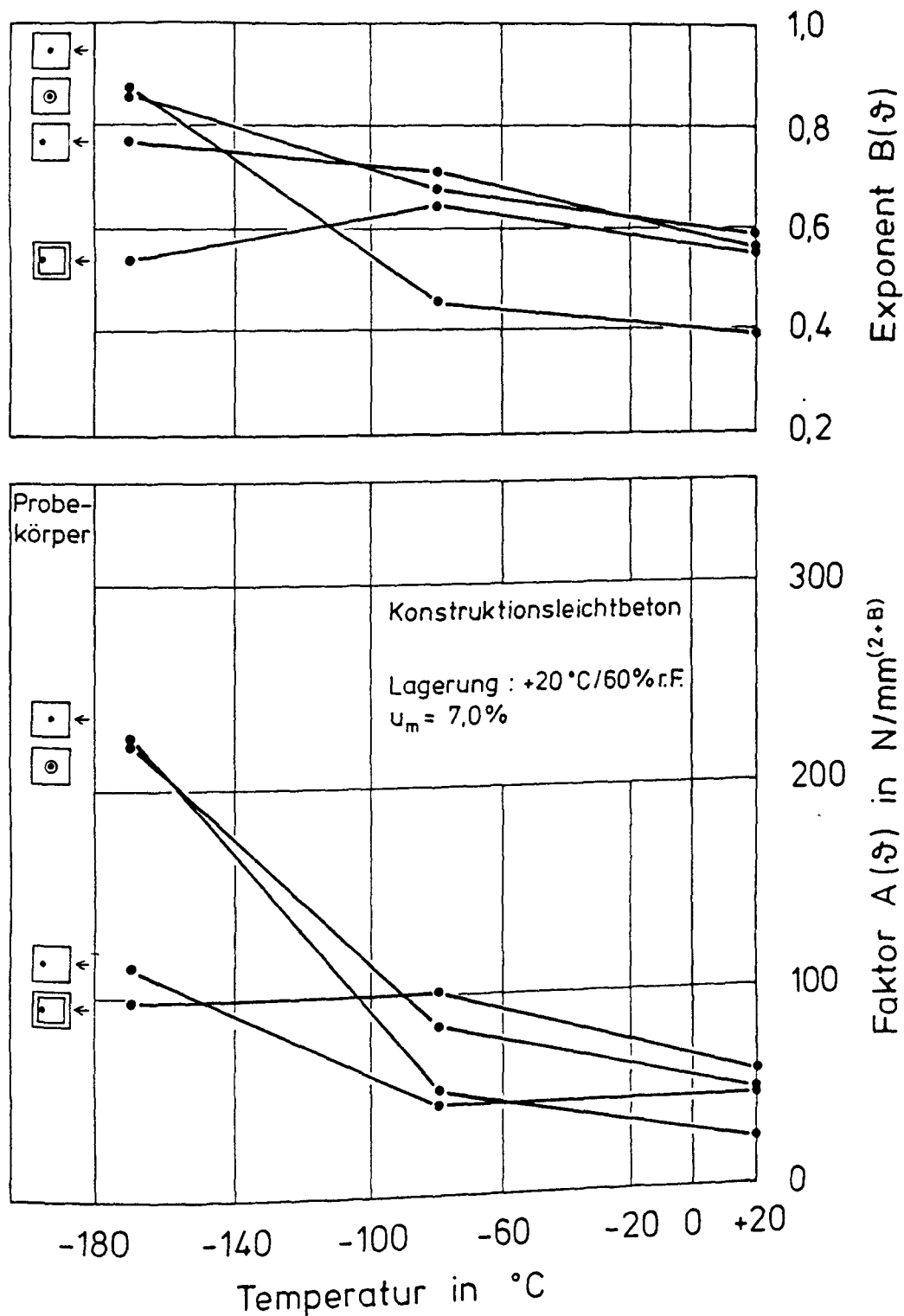


Bild 4.50: Koeffizienten des Verbund-Grundgesetzes für normal-gelagerten LB bei TT

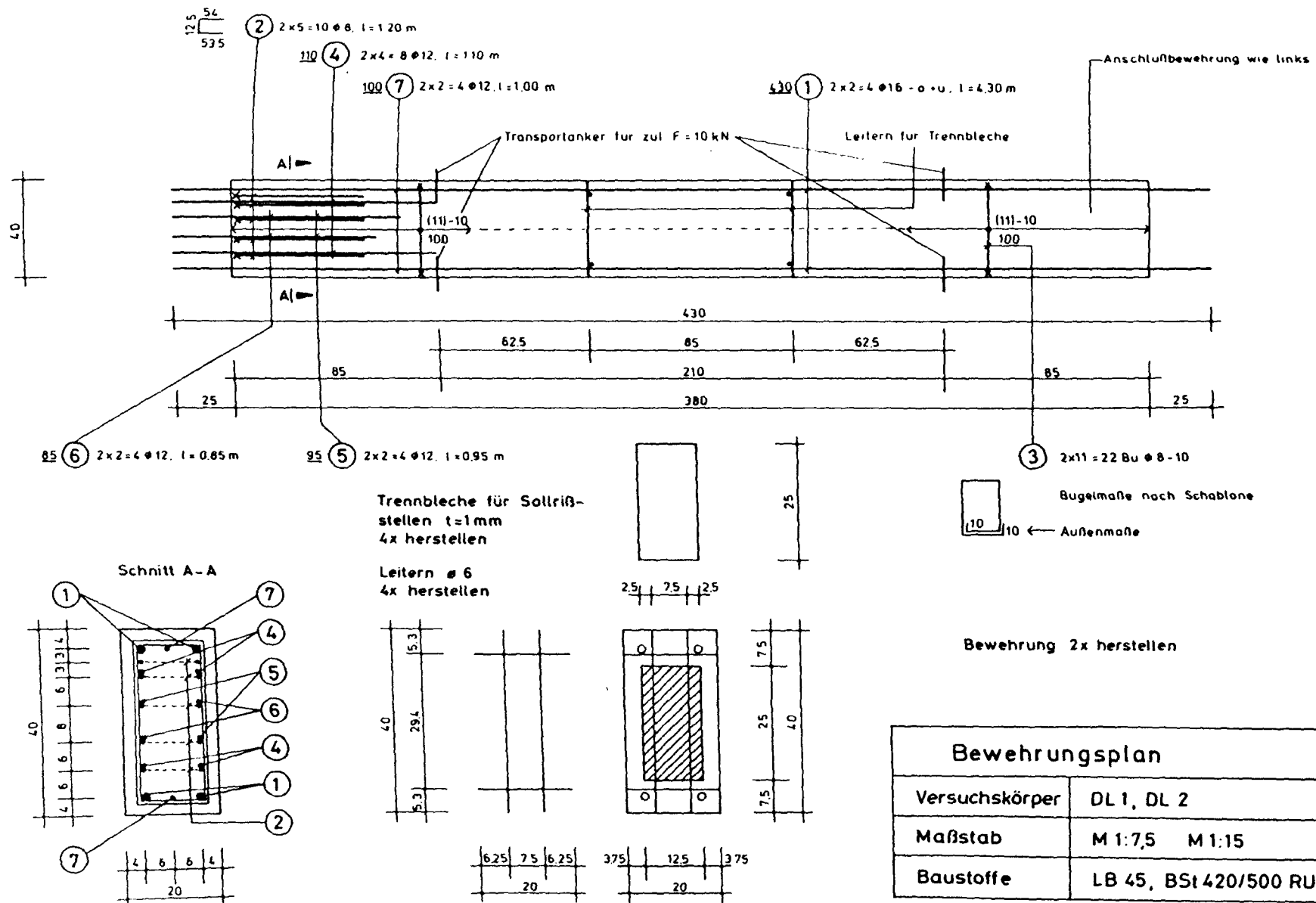


Bild 5.1: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper DL1 und DL2 ($\mu = 1,00 \%$)

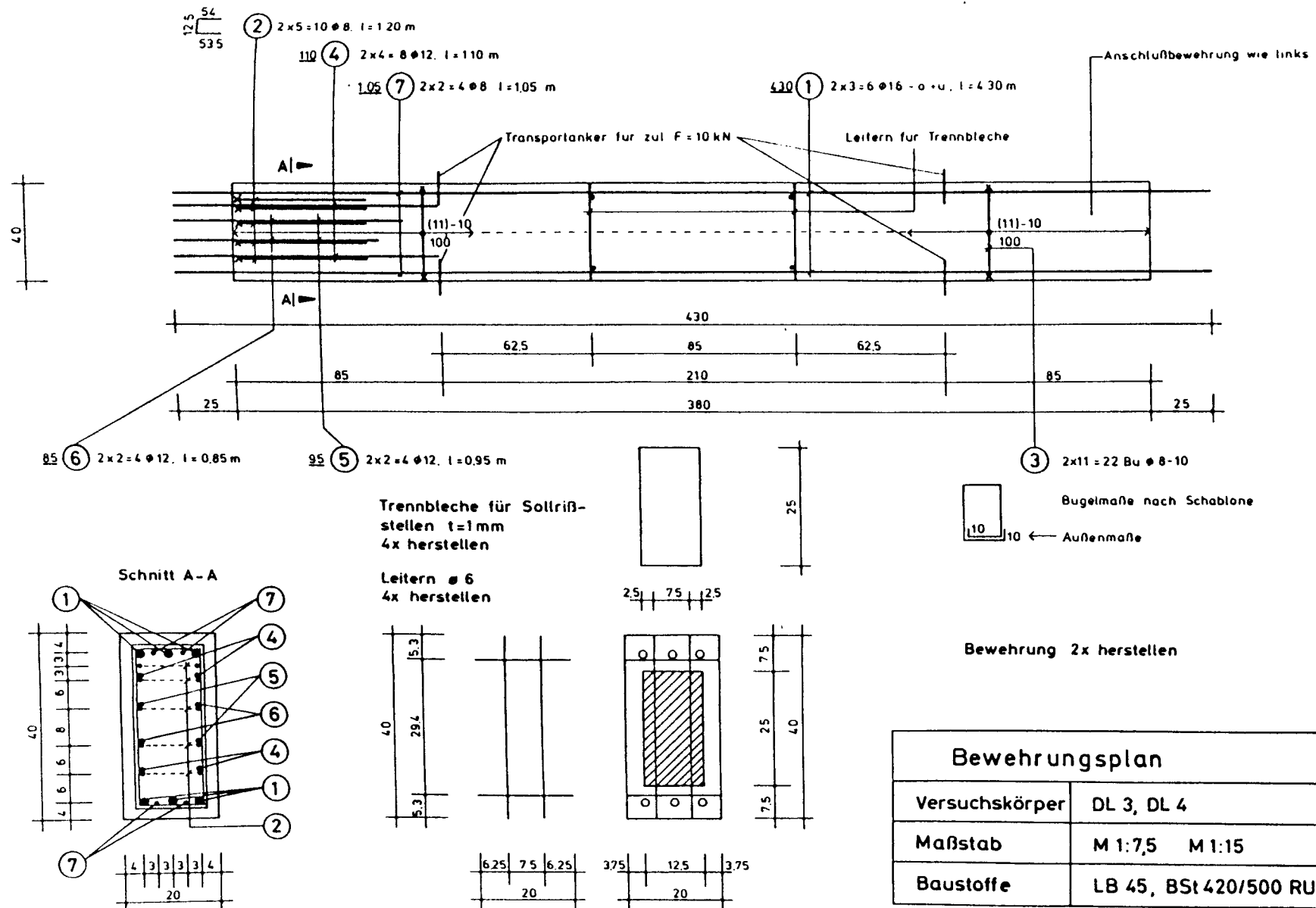


Bild 5.2: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper DL3 und DL 4 ($\mu = 1,49$ %)

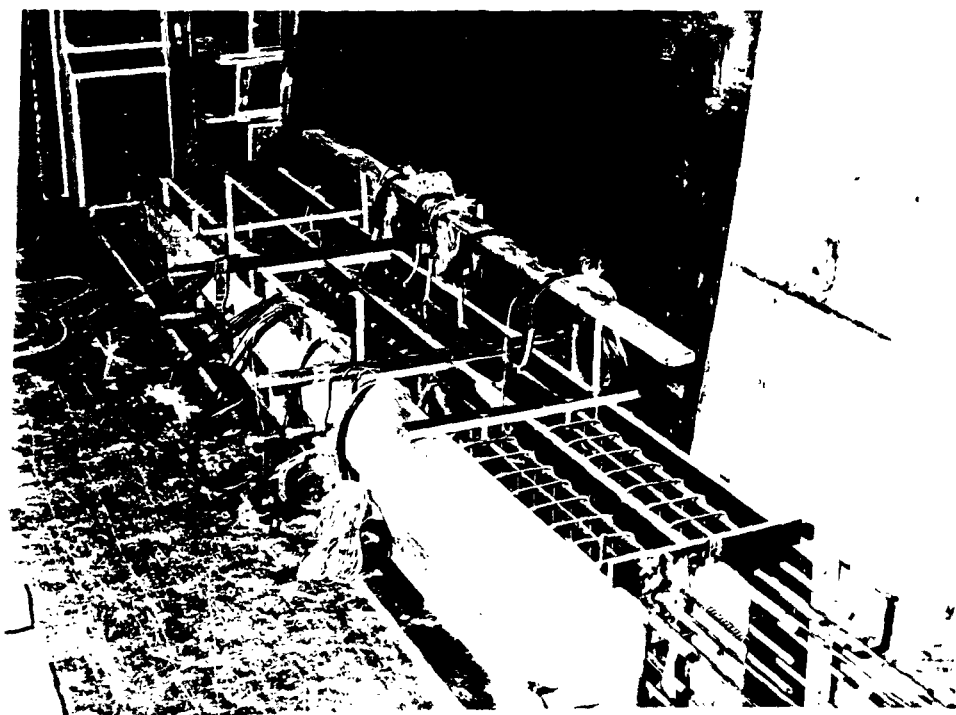
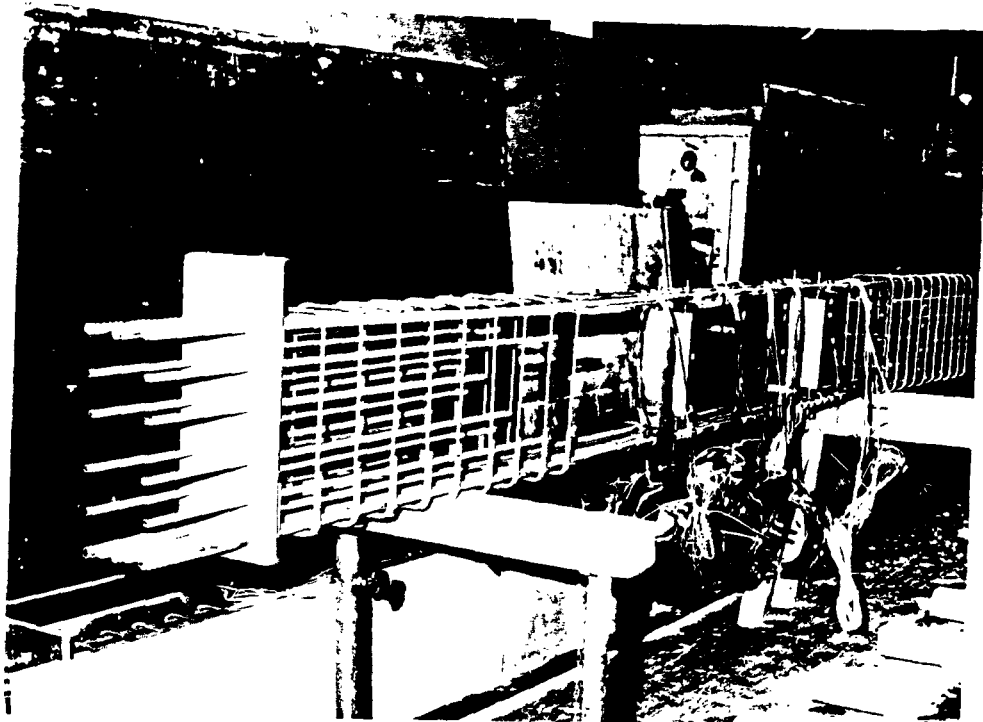


Bild 5.3: Bewehrungskorb und Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb der Versuchskörper

- ① Versuchskörper
- ② Zuglied
- ③ Hydraulische Presse
- ④ Kugelkalotte mit Kraftmeßdose
- ⑤ Prüfrahmen
- ⑥ Kältekammer
- ⑦ Aufbeton bei TT-Versuchen
- ⑧ Stirnplatte
- ⑨ Ankerbarren
- ⑩ Biegesteife Konsolen
- ⑪ Boden

Lage des Versuchskörpers bei :

Herstellung :

Prüfung :

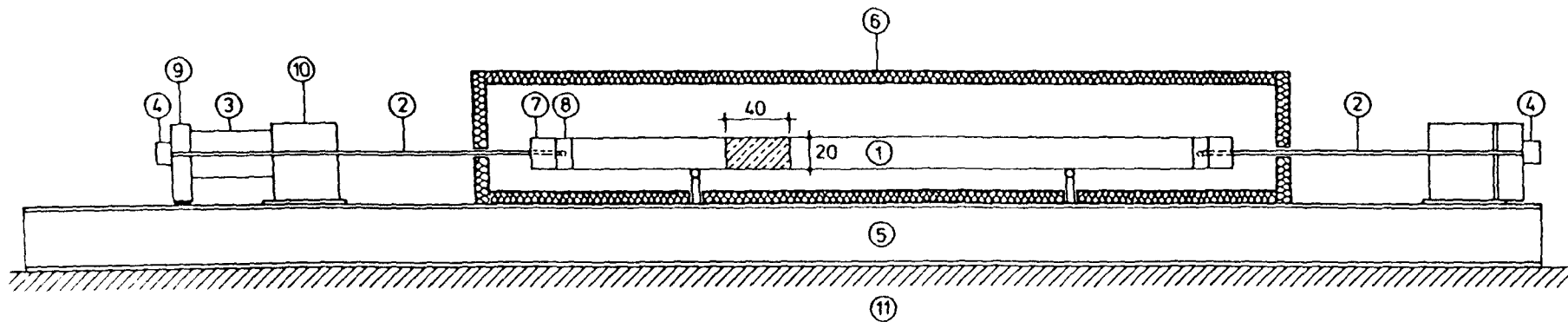
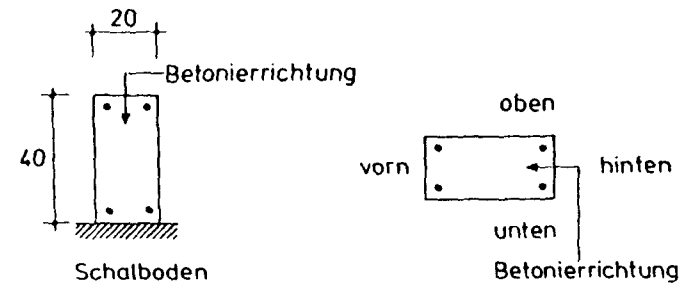


Bild 5.4: Versuchsaufbau für die Zugversuche an Stahlleichtbetonstäben bei TT;
Lage der Versuchskörper bei der Herstellung und bei der Prüfung

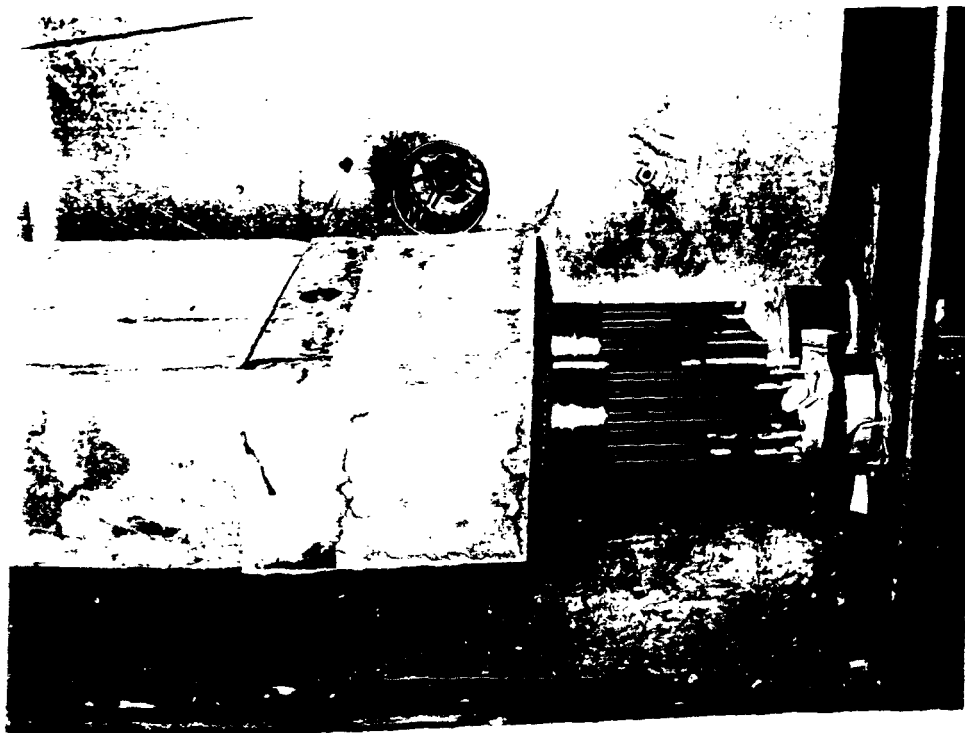
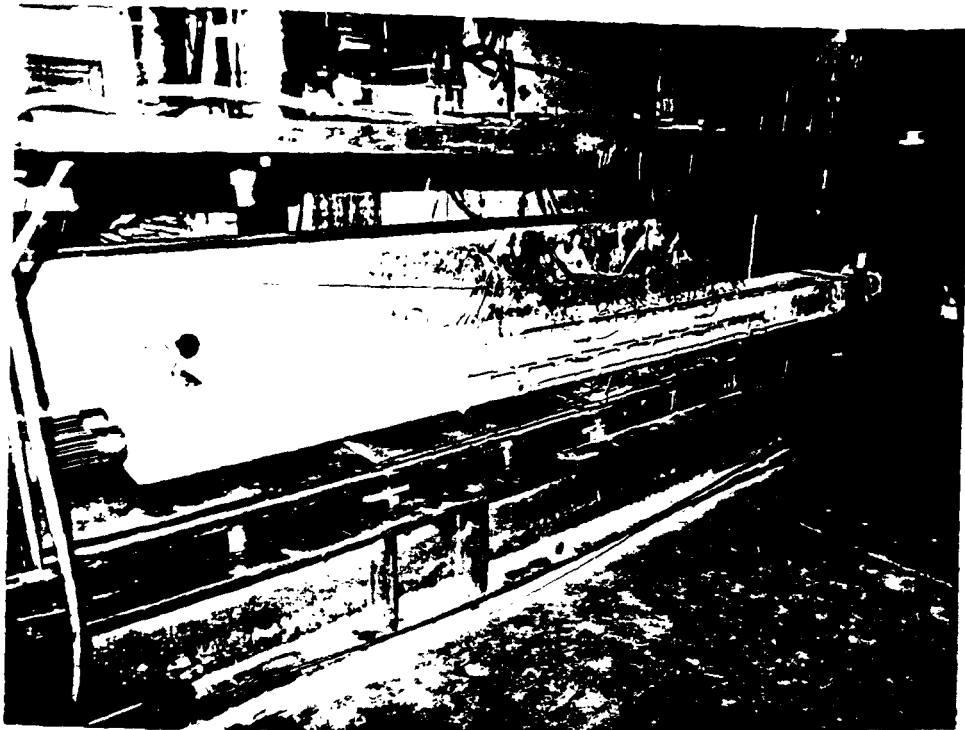


Bild 5.5: Überblick über den Versuchsstand und die Lasteinleitung in die Versuchskörper

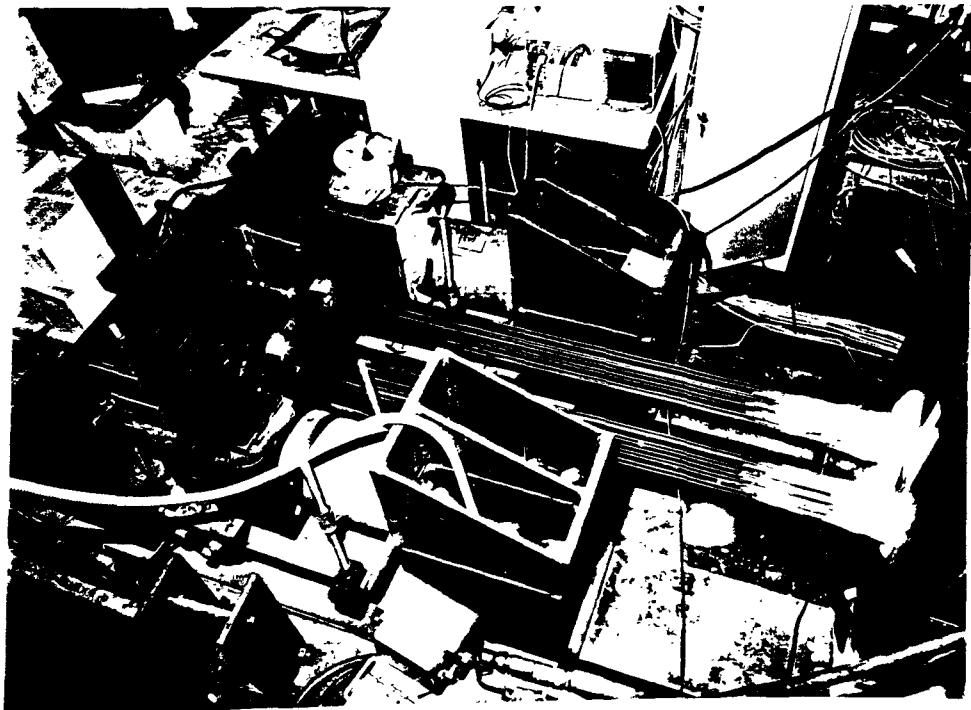
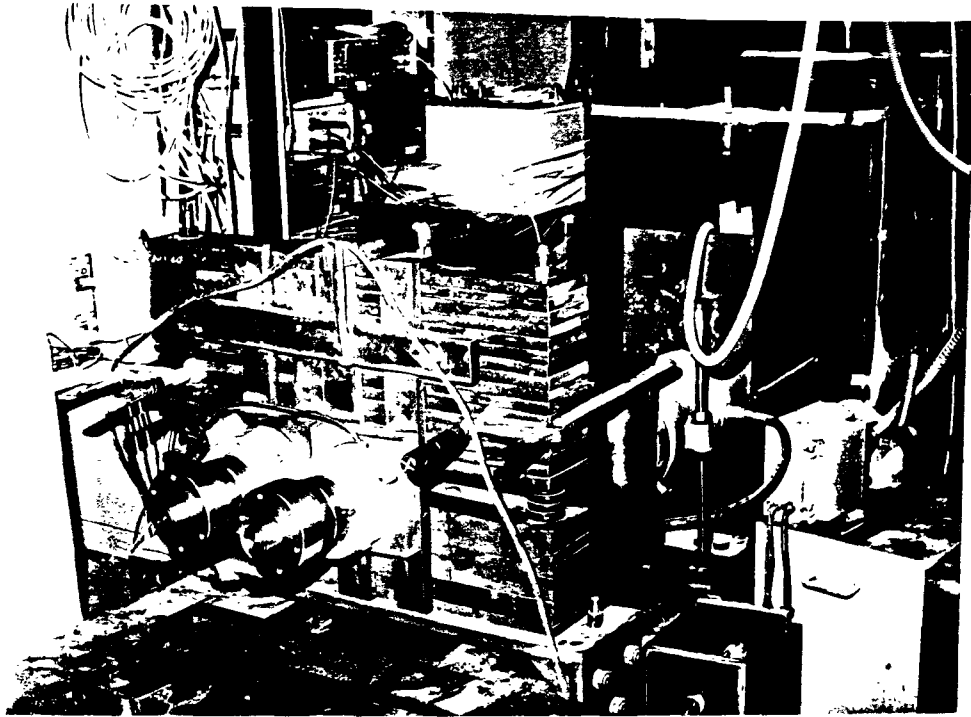


Bild 5.6: Belastungseinrichtung für die Versuchskörper

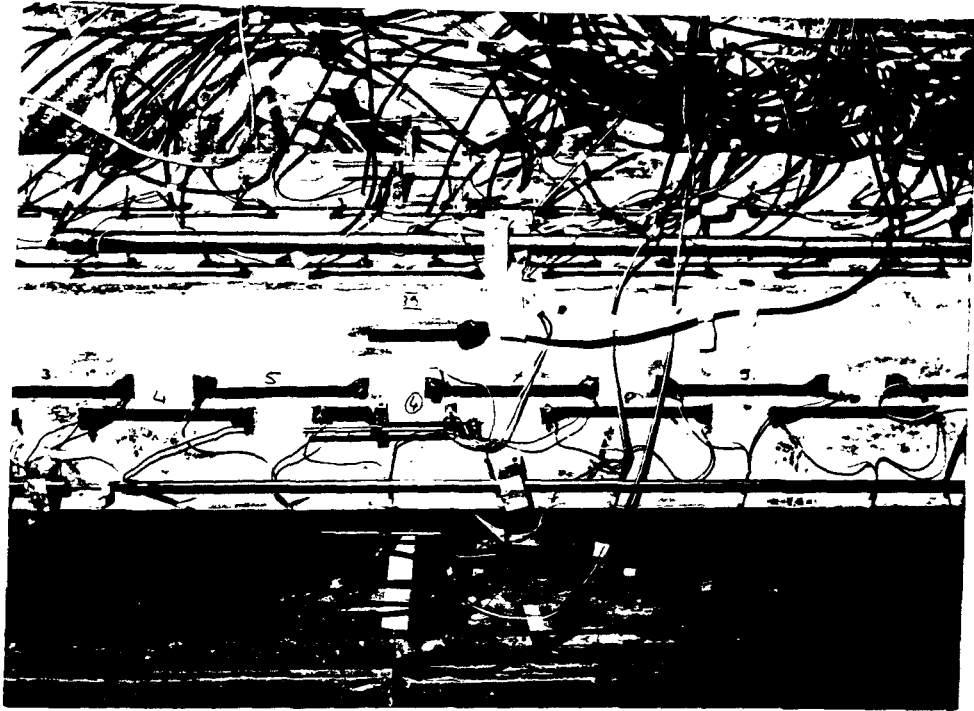


Bild 5.8: Instrumentierung der Versuchskörper an der Sollrißstelle

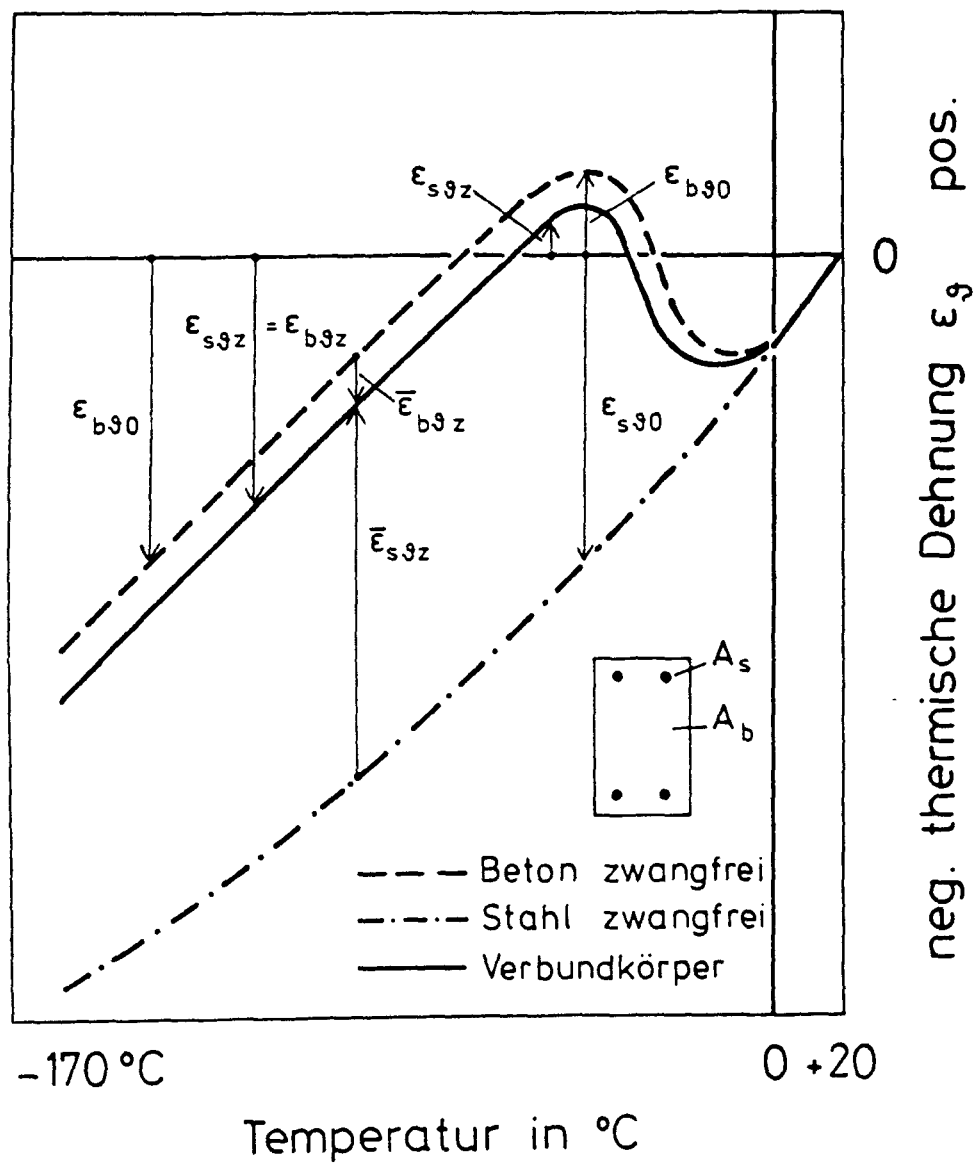


Bild 5.9: Schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im symmetrisch bewehrten Stahlbetonstab im Zustand I

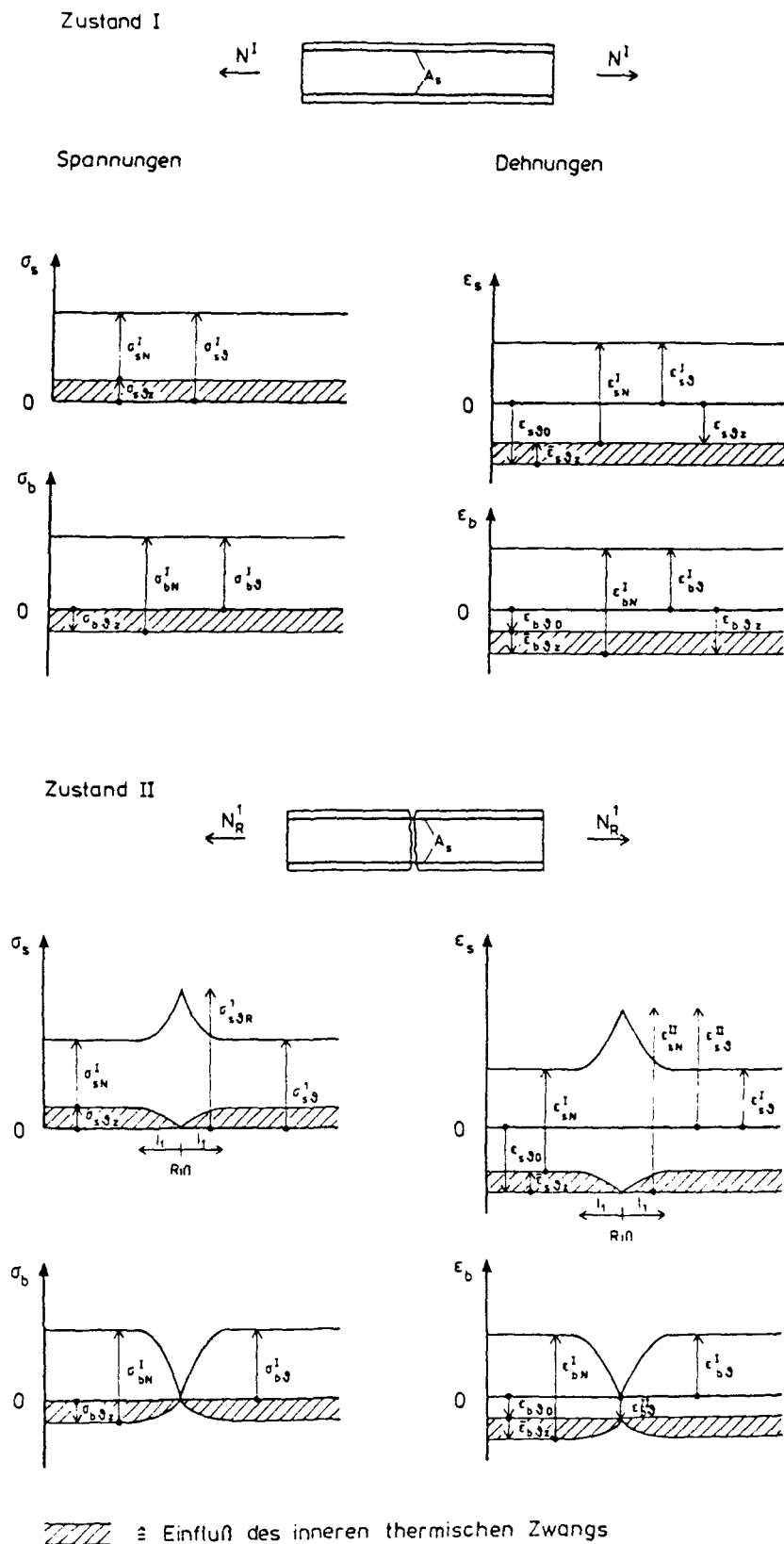
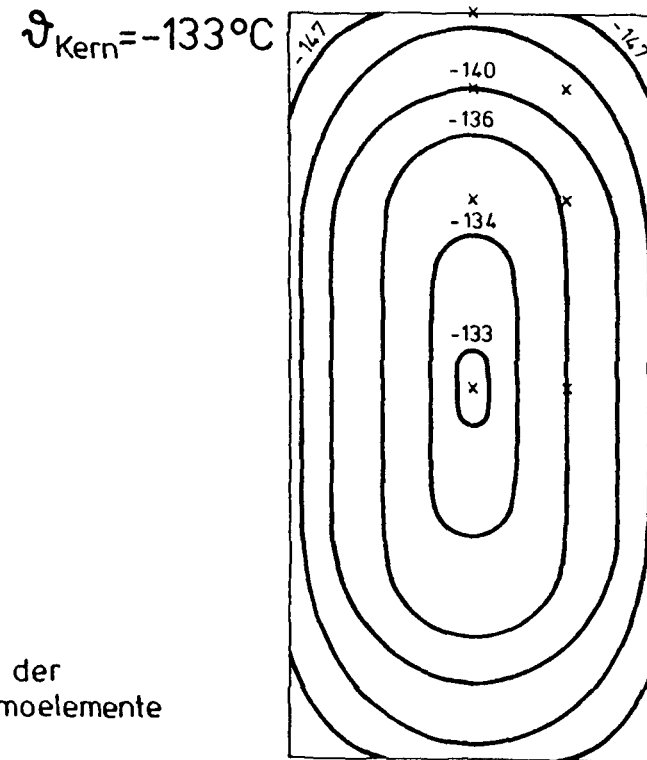
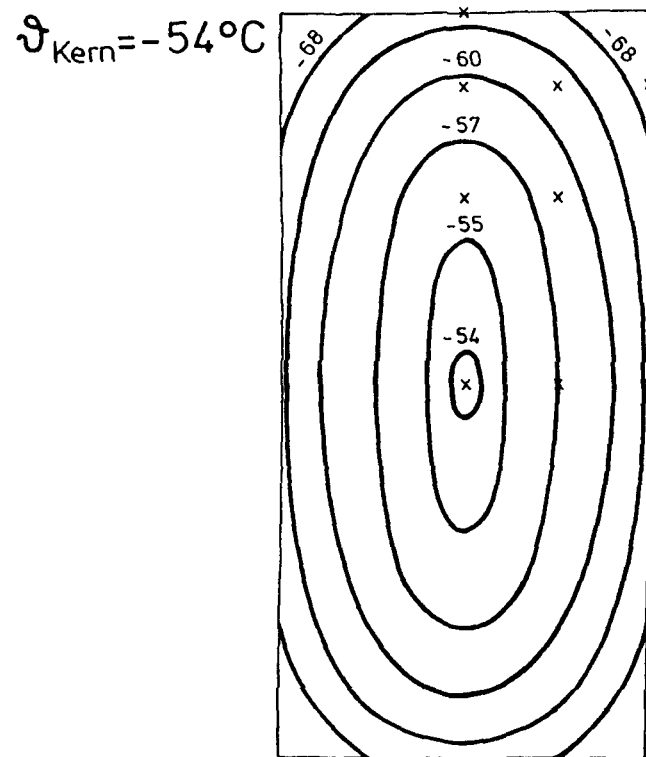
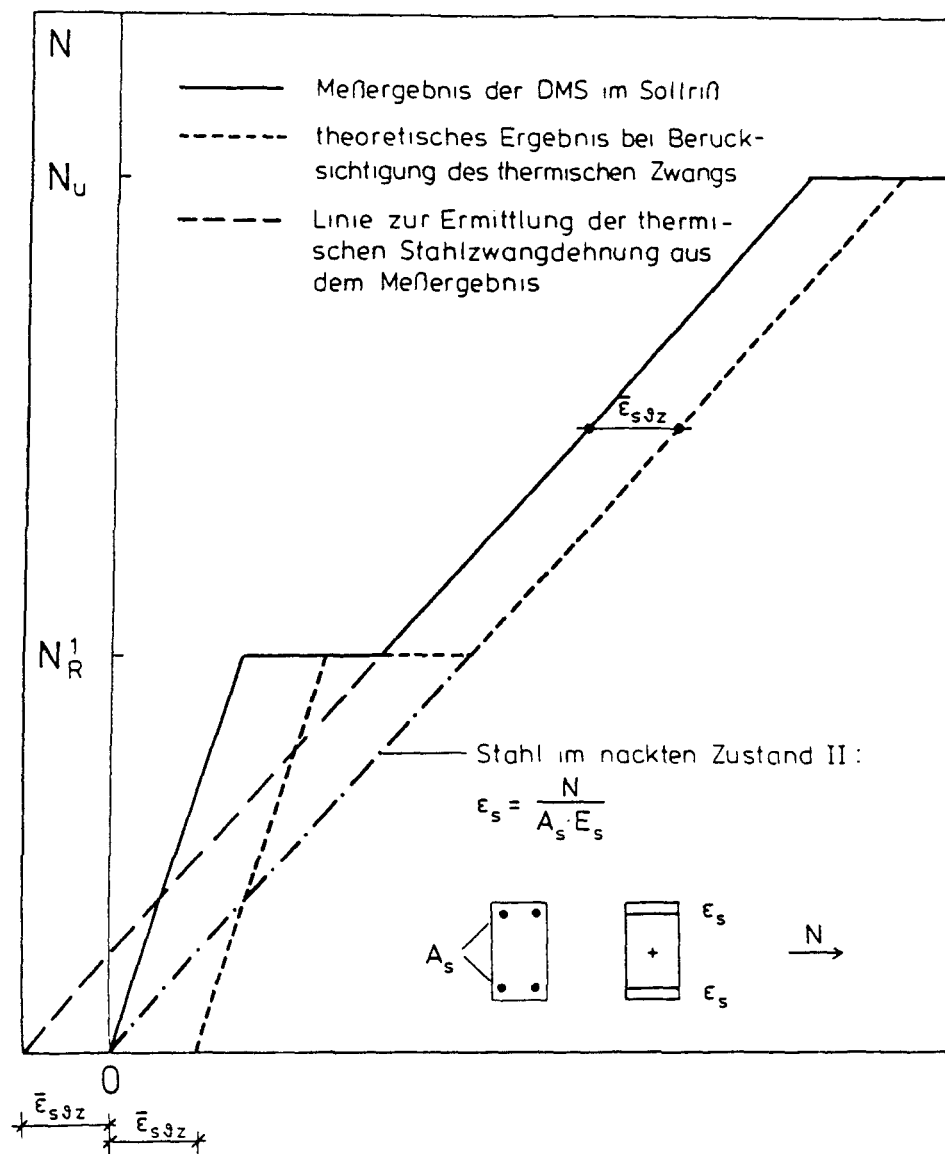


Bild 5.10: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Längszugkraft im Zustand I und im Zustand II



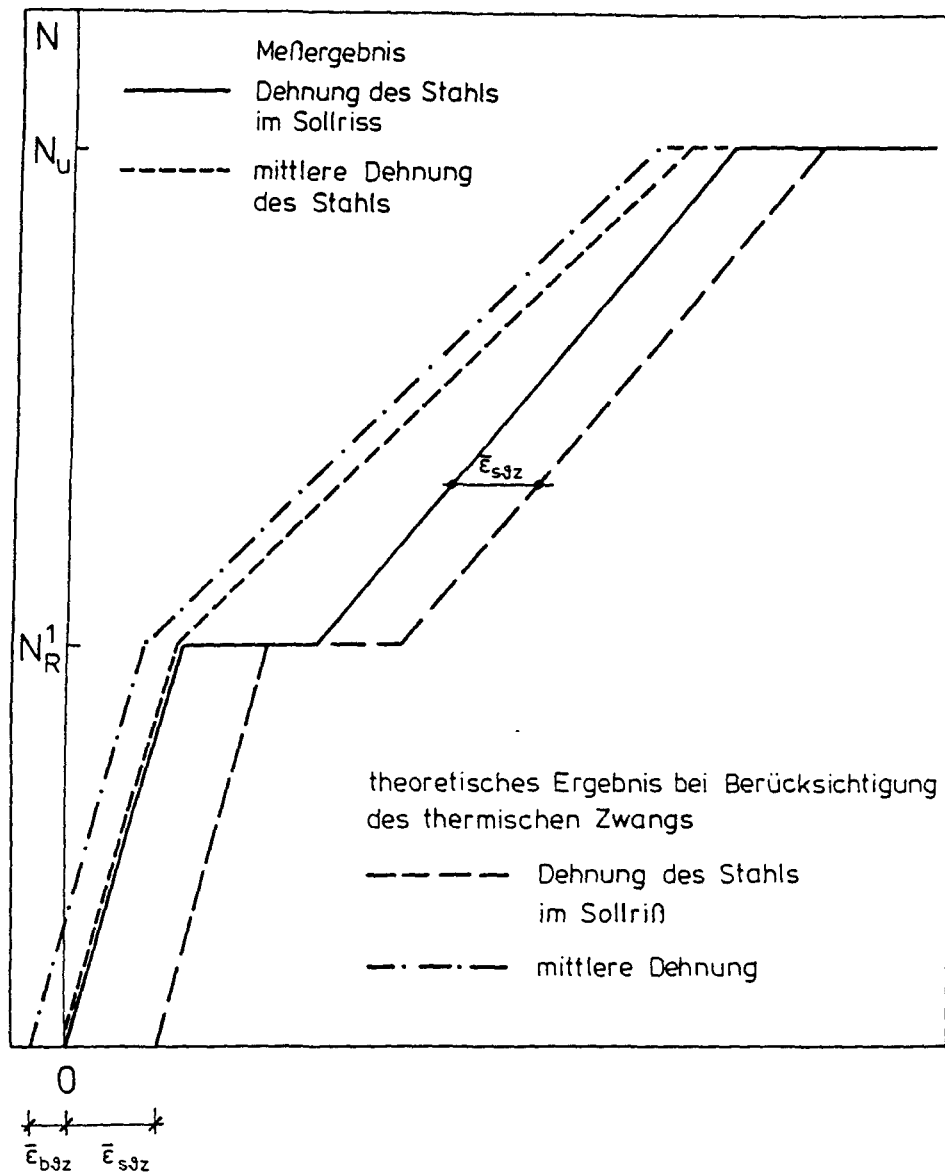
x Lage der
Thermoelemente

Bild 5.11: Temperaturfelder im Betonquerschnitt der Versuchskörper für Kerntemperaturen $\vartheta = -54^{\circ}\text{C}$ und $\vartheta = -133^{\circ}\text{C}$



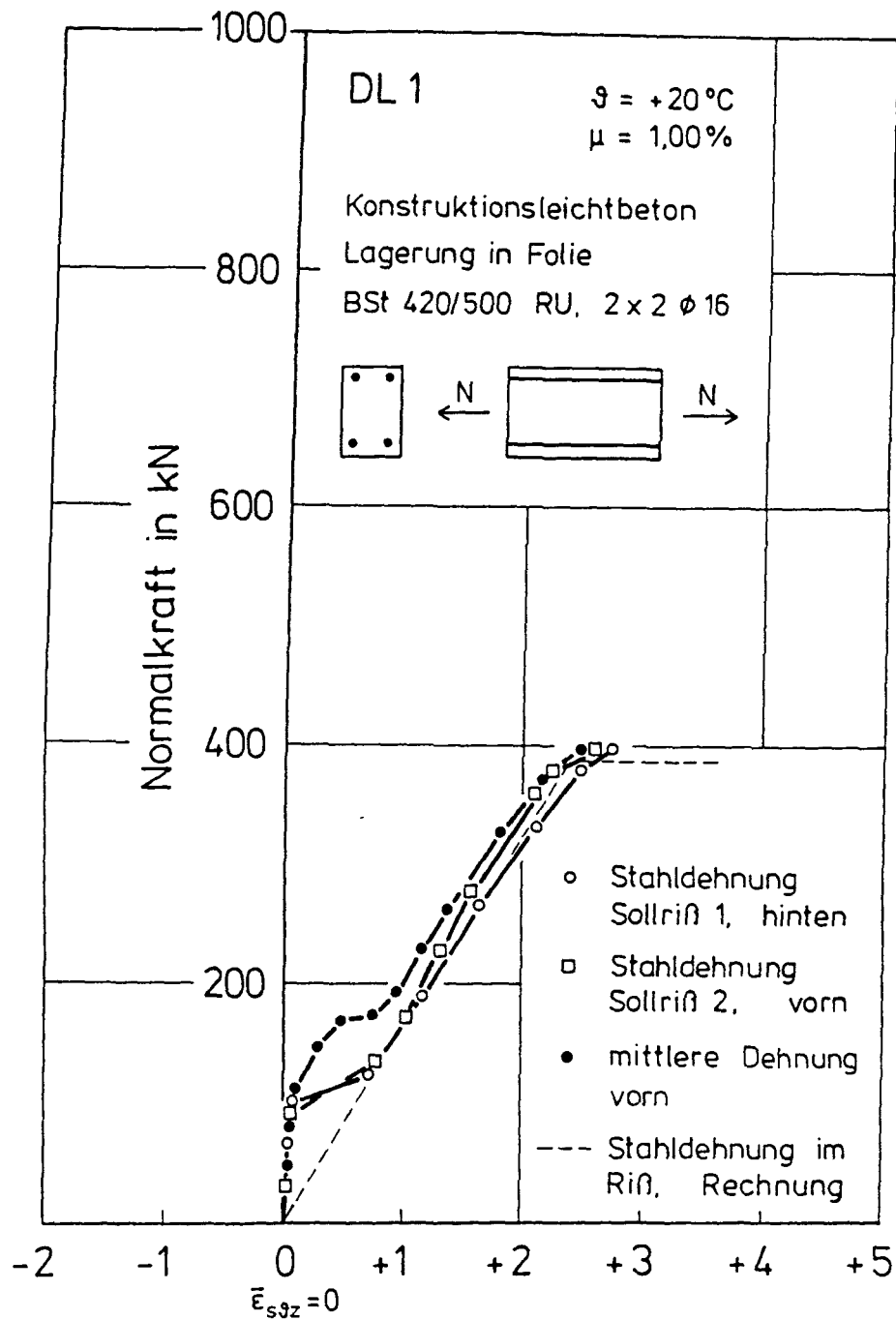
Stahldehnung ϵ_{sR} im Riß

Bild 5.12: Schematischer Zusammenhang zwischen der gemessenen Stahldehnung und der Stahldehnung bei Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs



Stahldehnung im Riß und mittlere Dehnung

Bild 5.13: Schematische Darstellung der Stahldehnungen im Sollriß und der mittleren Stahldehnungen: Meßergebnis - theoretisches Ergebnis bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs



Stahldehnung und mittlere Dehnung in ‰

Bild 5.14: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Dehnung von Versuchskörper DL1

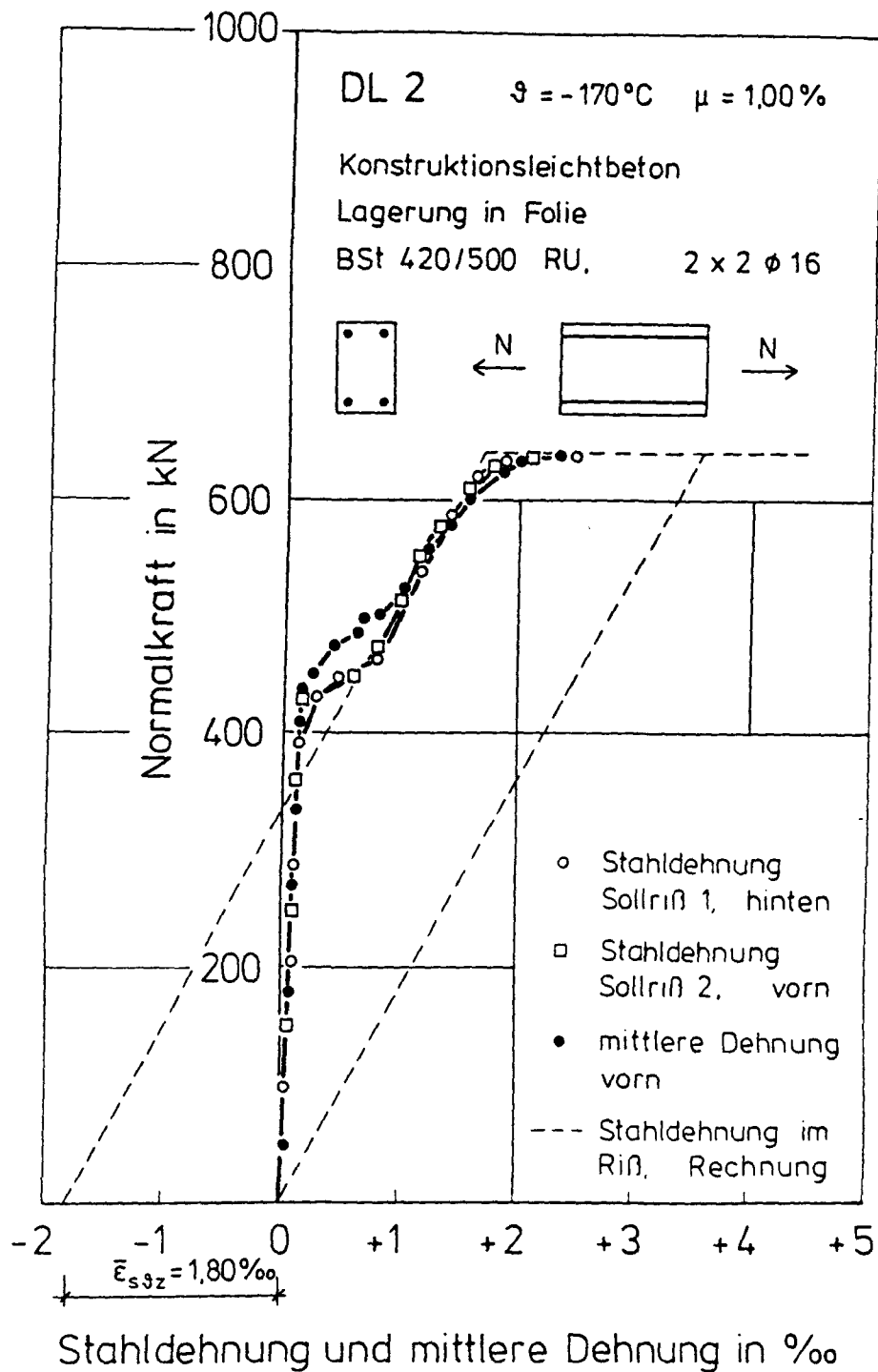
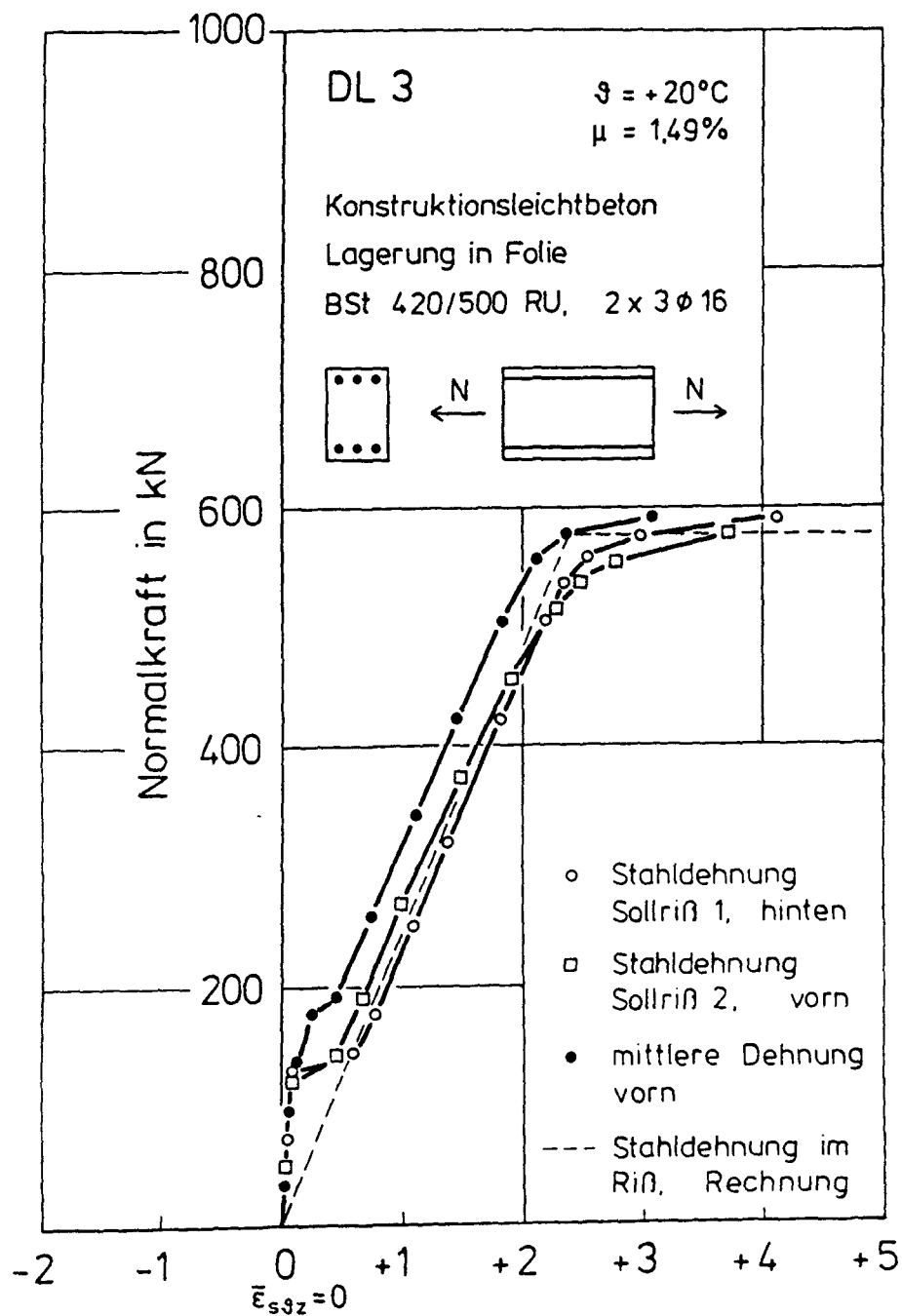


Bild 5.15: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Dehnung von Versuchskörper DL 2; Ermittlung der thermischen Stahlzwangdehnung im Zustand I



Stahldehnung und mittlere Dehnung in ‰

Bild 5.16: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Dehnung von Versuchskörper DL3

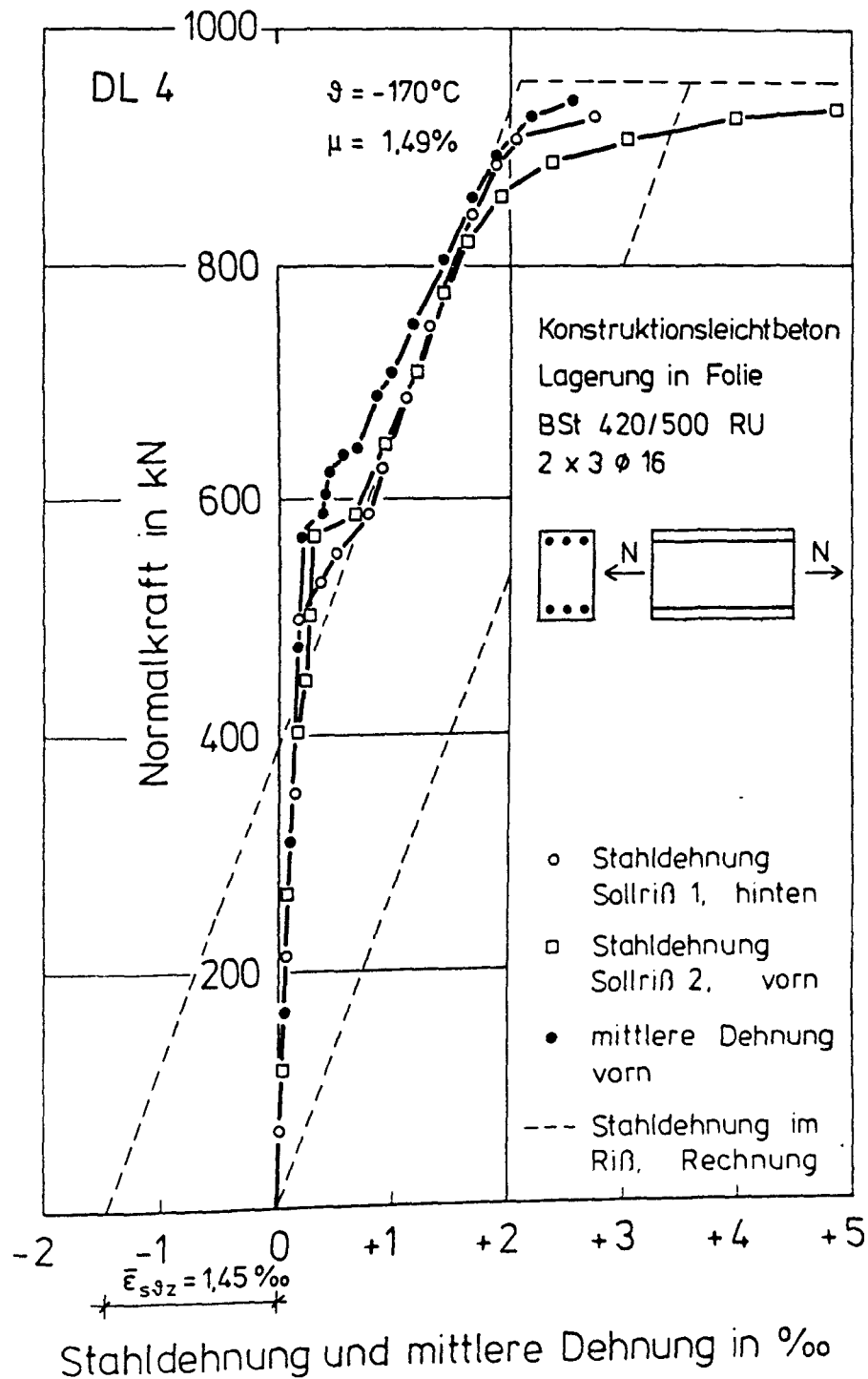


Bild 5.17: Gemessene Stahldéhnung im Sollriß und mittlere Déhnung von Versuchskörper DL4; Ermittlung der thermischen Stahlschwangdehnung im Zustand I

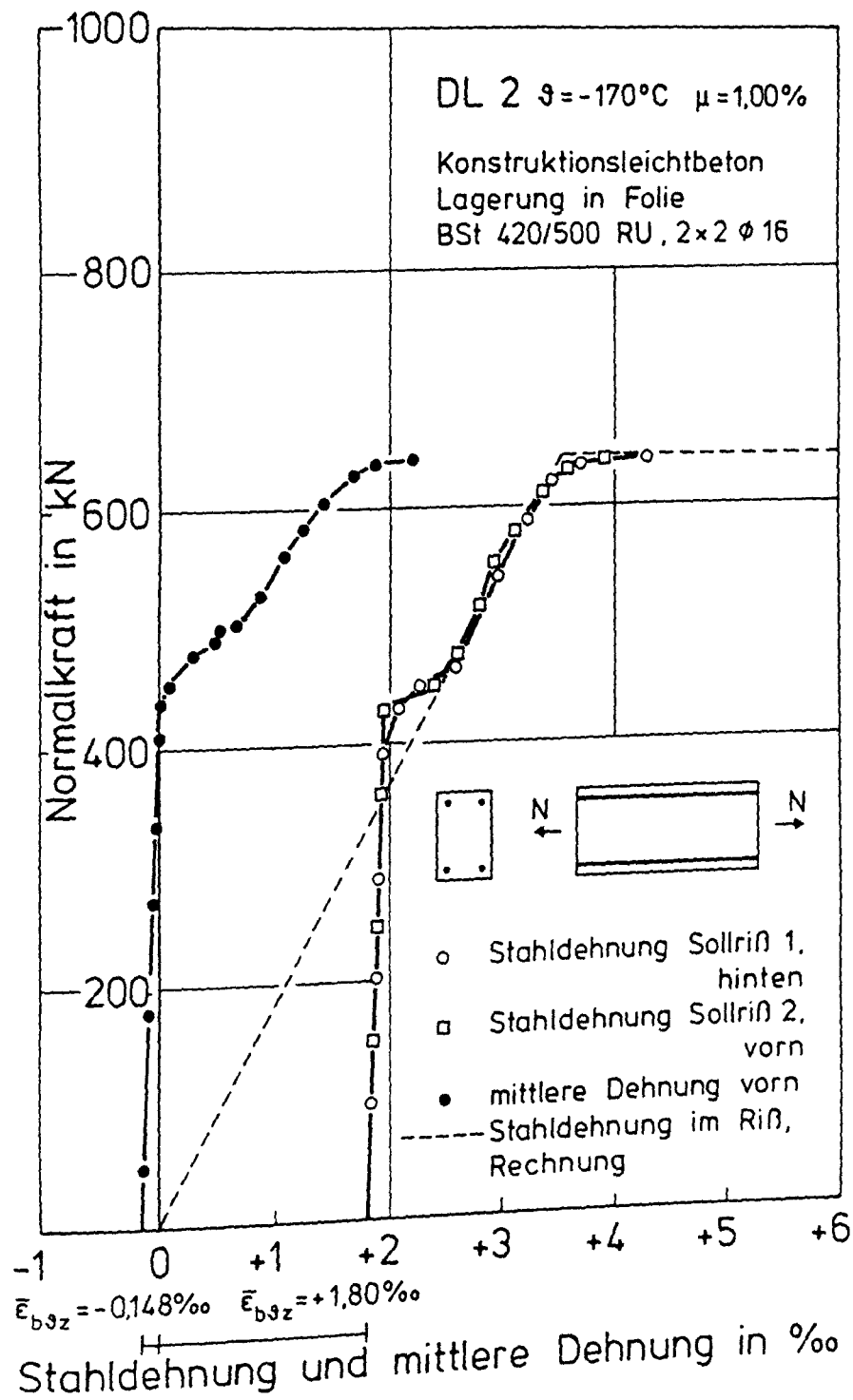


Bild 5.18: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Dehnung von Versuchskörper DL2 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

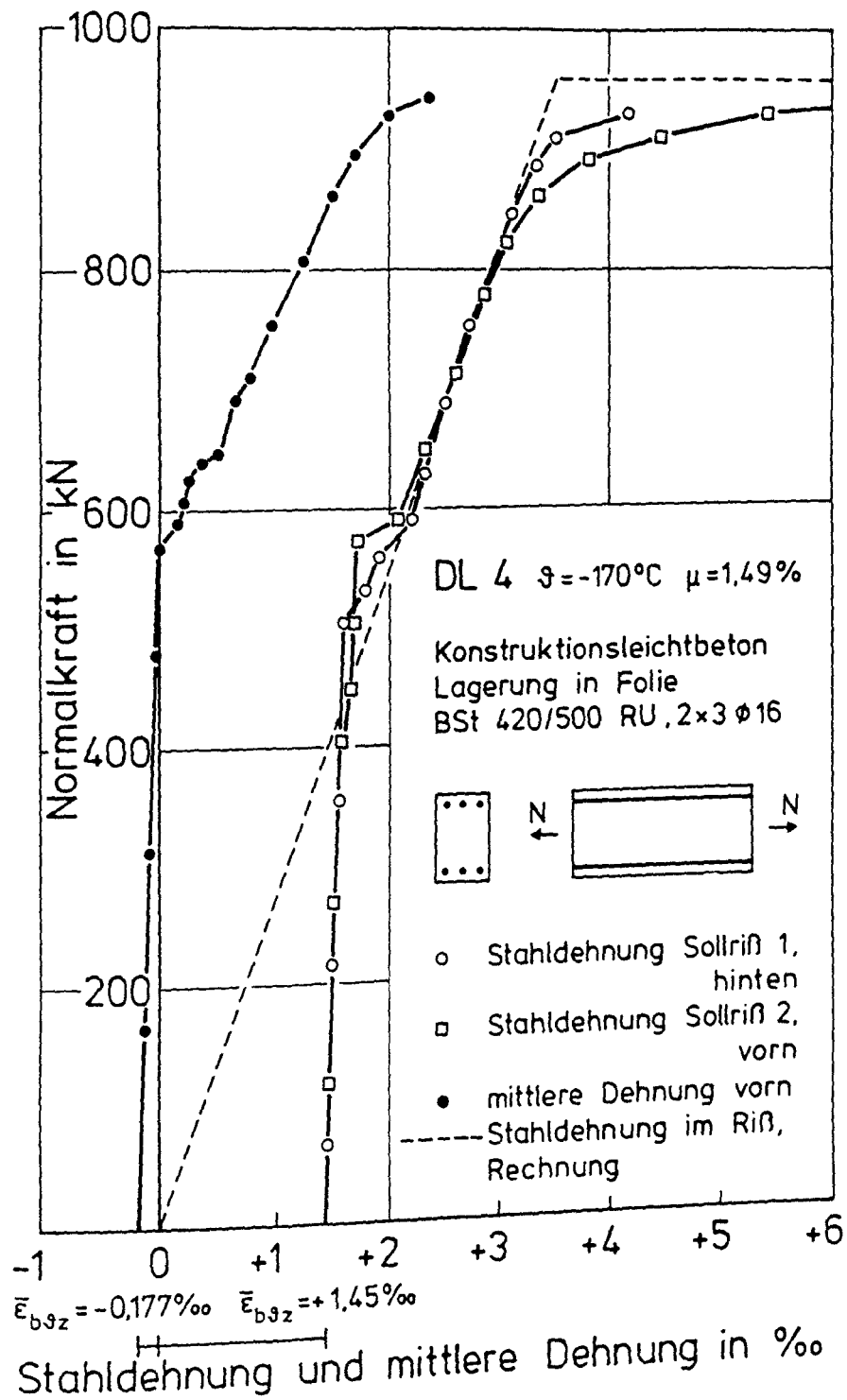


Bild 5.19: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Dehnung von Versuchskörper DL4 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

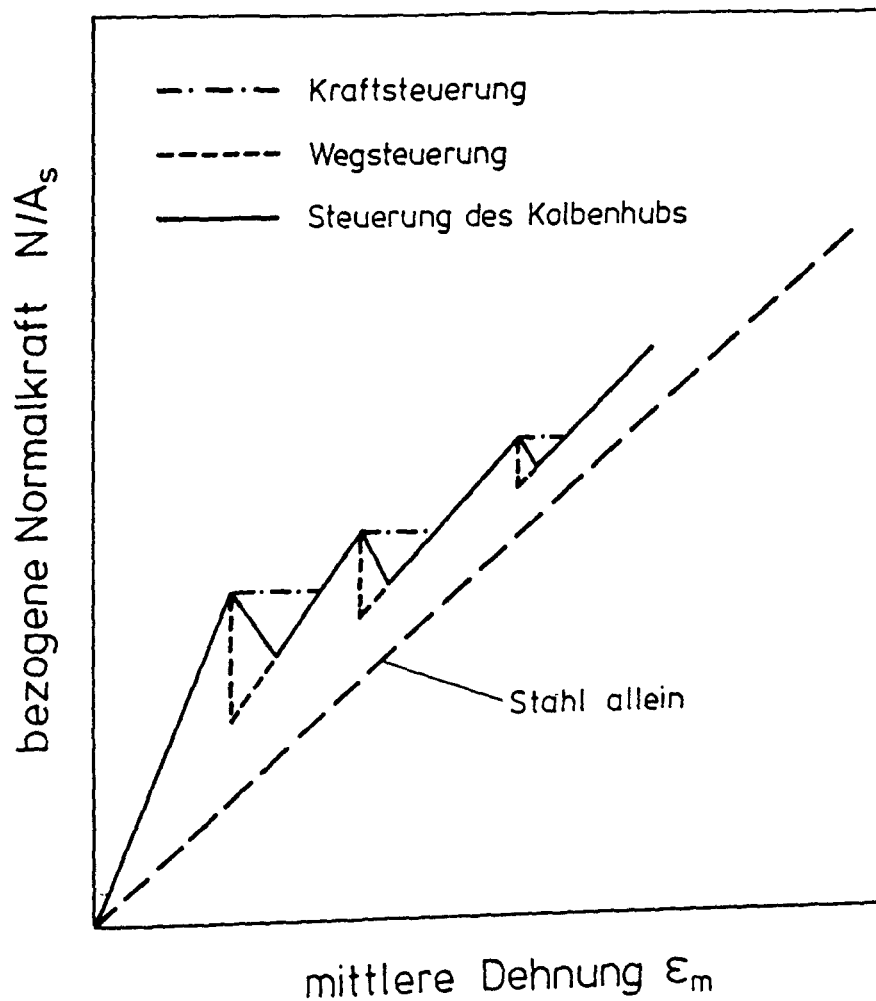


Bild 5.20: Schematische Darstellung der N/A_s - ϵ_m -Verläufe bei unterschiedlicher Steuerung der Beanspruchung

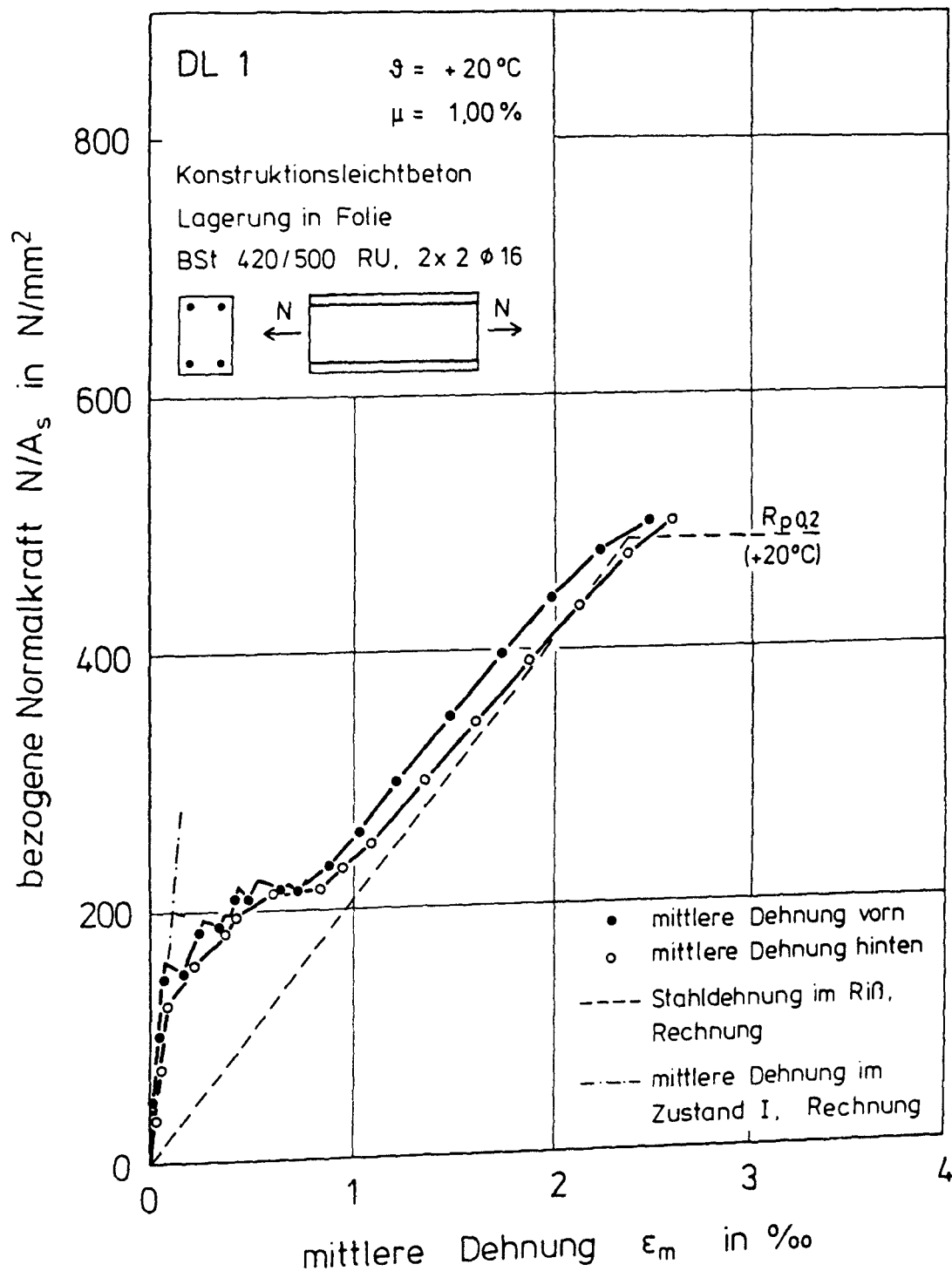


Bild 5.21: Mittlere Dehnung von Versuchskörper DL1 in Abhängigkeit von der bezogenen Normalkraft

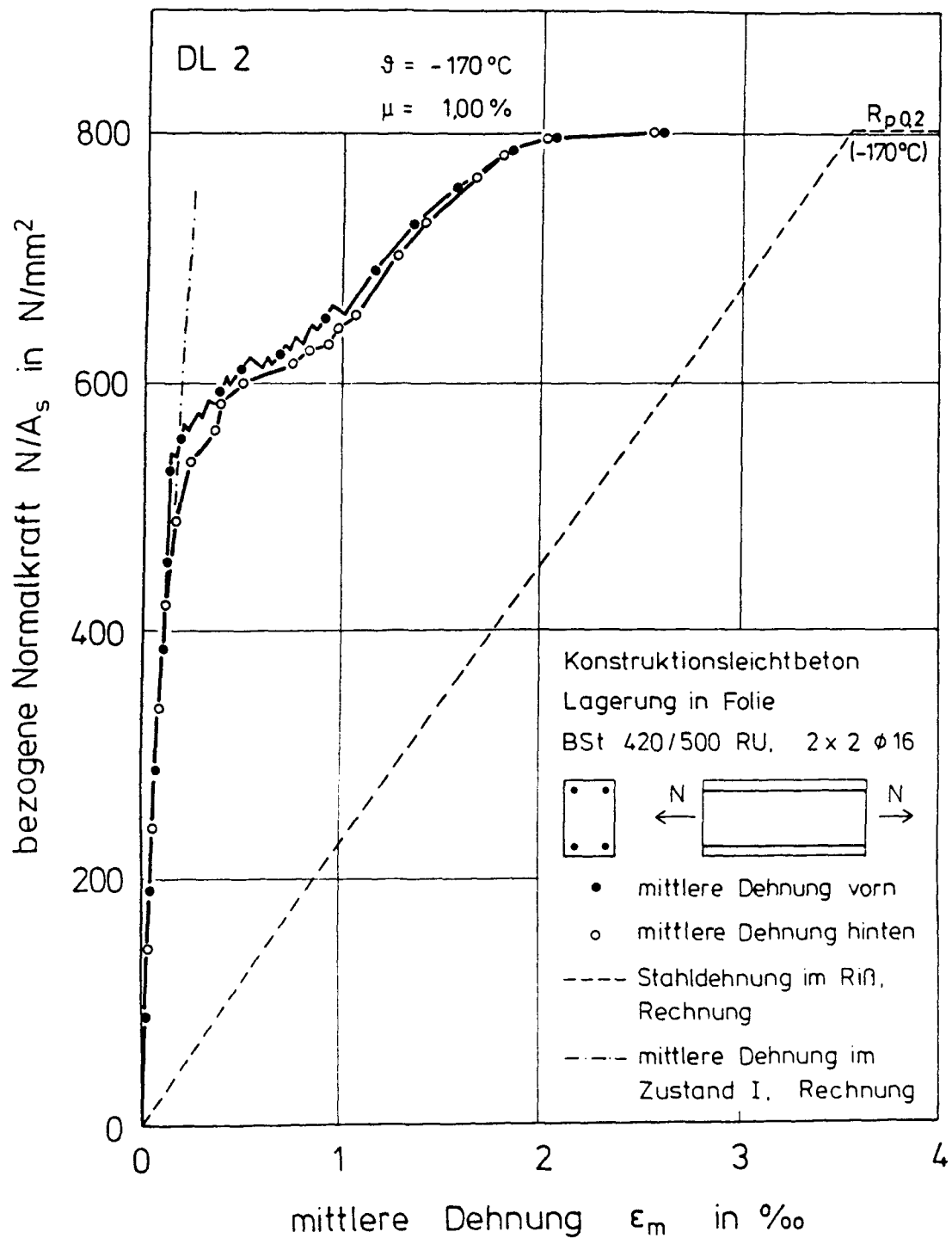


Bild 5.22: Mittlere Dehnung von Versuchskörper DL2 in Abhängigkeit von der bezogenen Normalkraft (ohne Berücksichtigung des thermischen Zwangs)

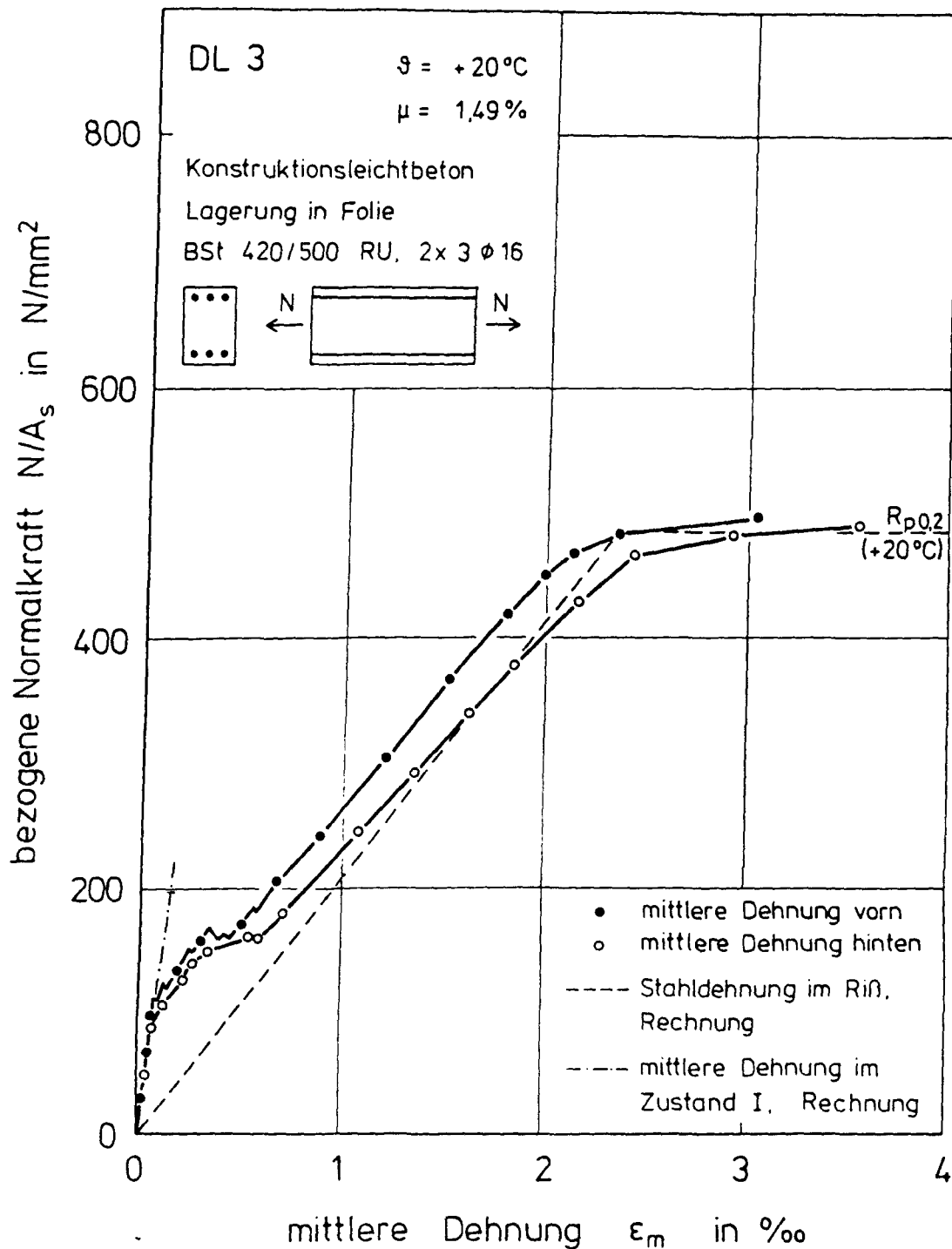


Bild 5.23: Mittlere Dehnung von Versuchskörper DL3 in Abhängigkeit von der bezogenen Normalkraft

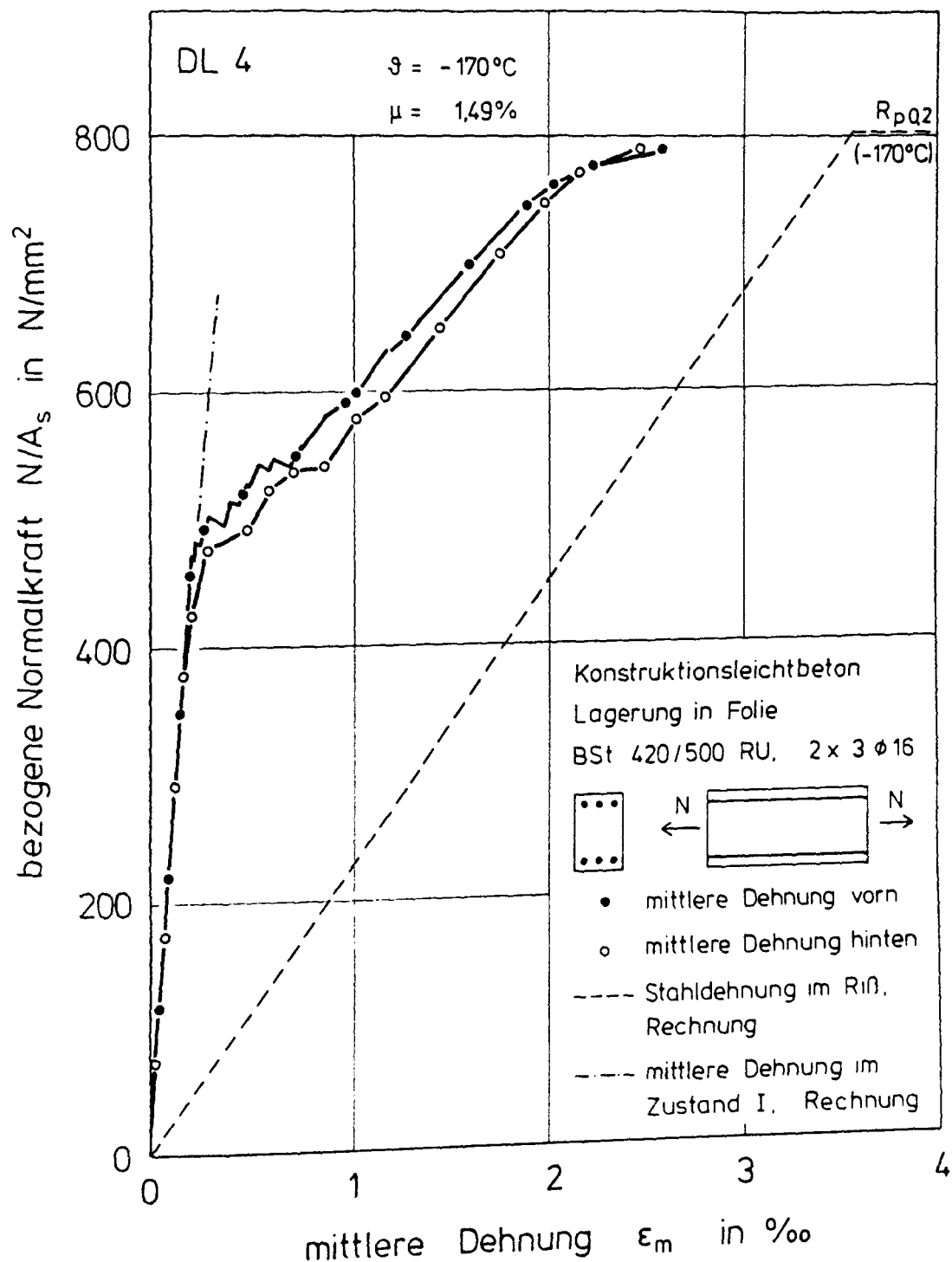


Bild 5.24: Mittlere Dehnung von Versuchskörper DL4 in Abhängigkeit von der bezogenen Normalkraft (ohne Berücksichtigung des thermischen Zwangs)

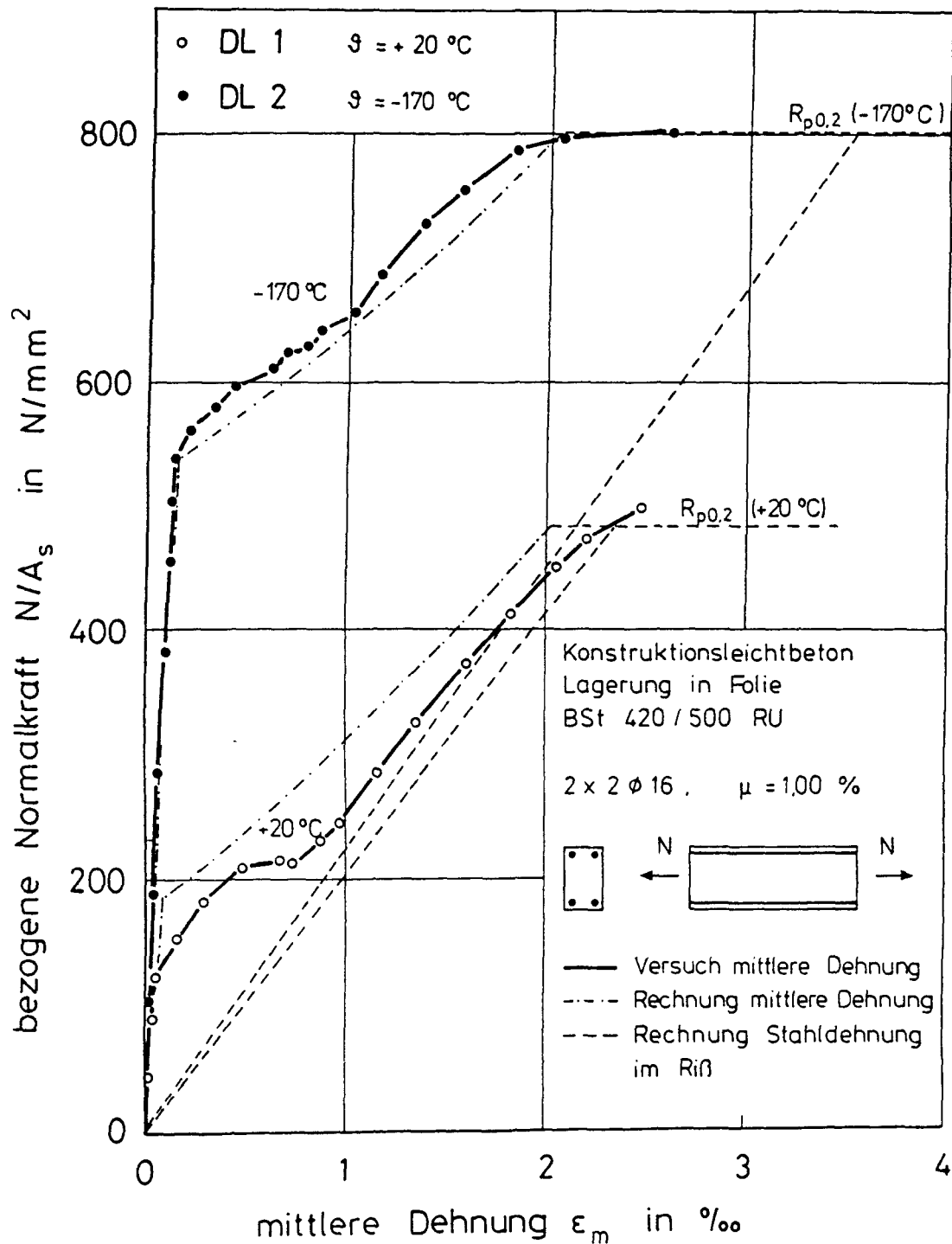


Bild 5.25: Gemessene und rechnerische N/A_s - ϵ_m -Linien der Versuchskörper DL1 und DL2 (ohne Berücksichtigung des thermischen Zwangs); Einfluß der Temperatur bei $\mu = 1,00\%$

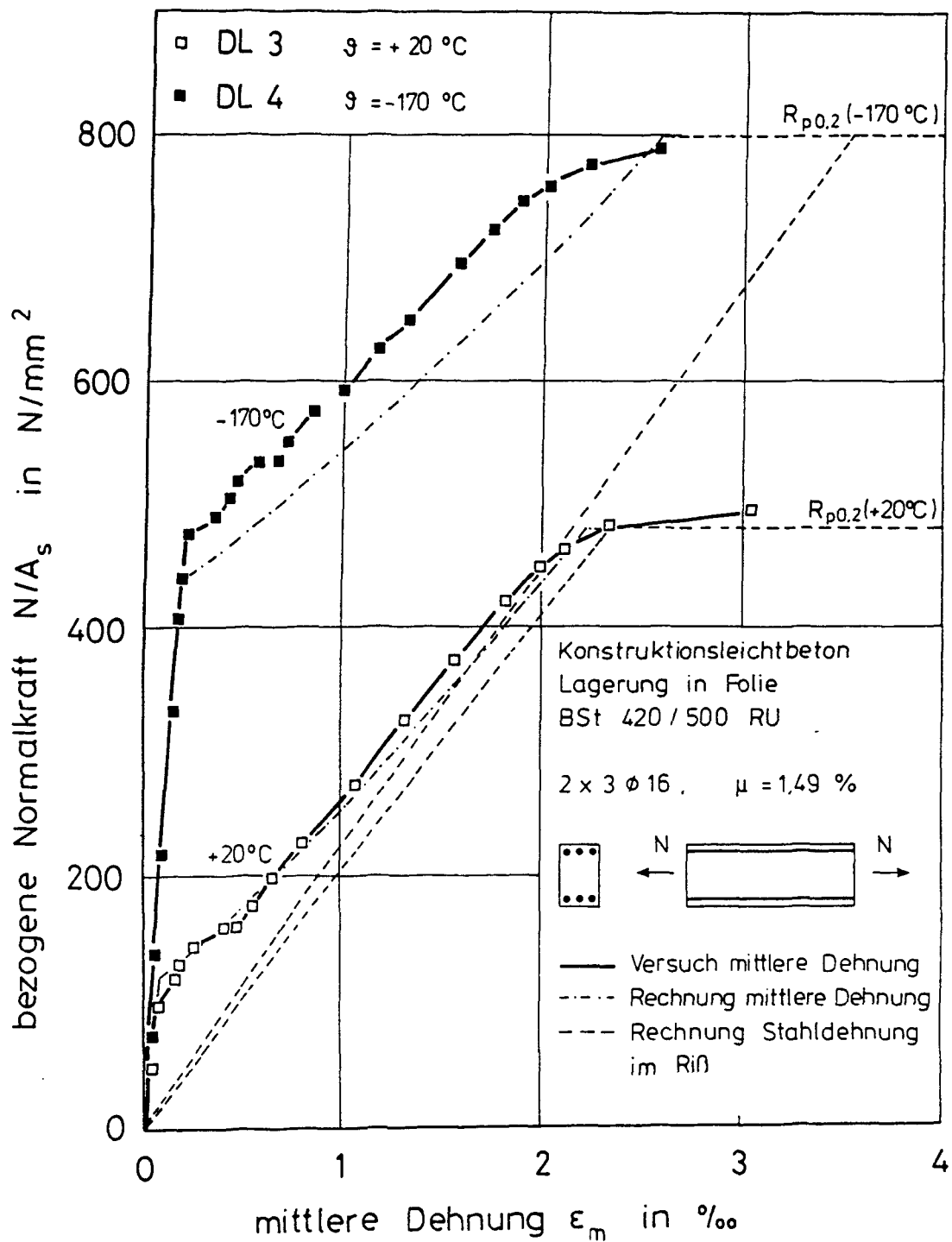


Bild 5.26: Gemessene und rechnerische N/A_s - ε_m -Linien der Versuchskörper DL3 und DL4 (ohne Berücksichtigung des thermischen Zwangs); Einfluß der Temperatur bei $\mu = 1,49\%$

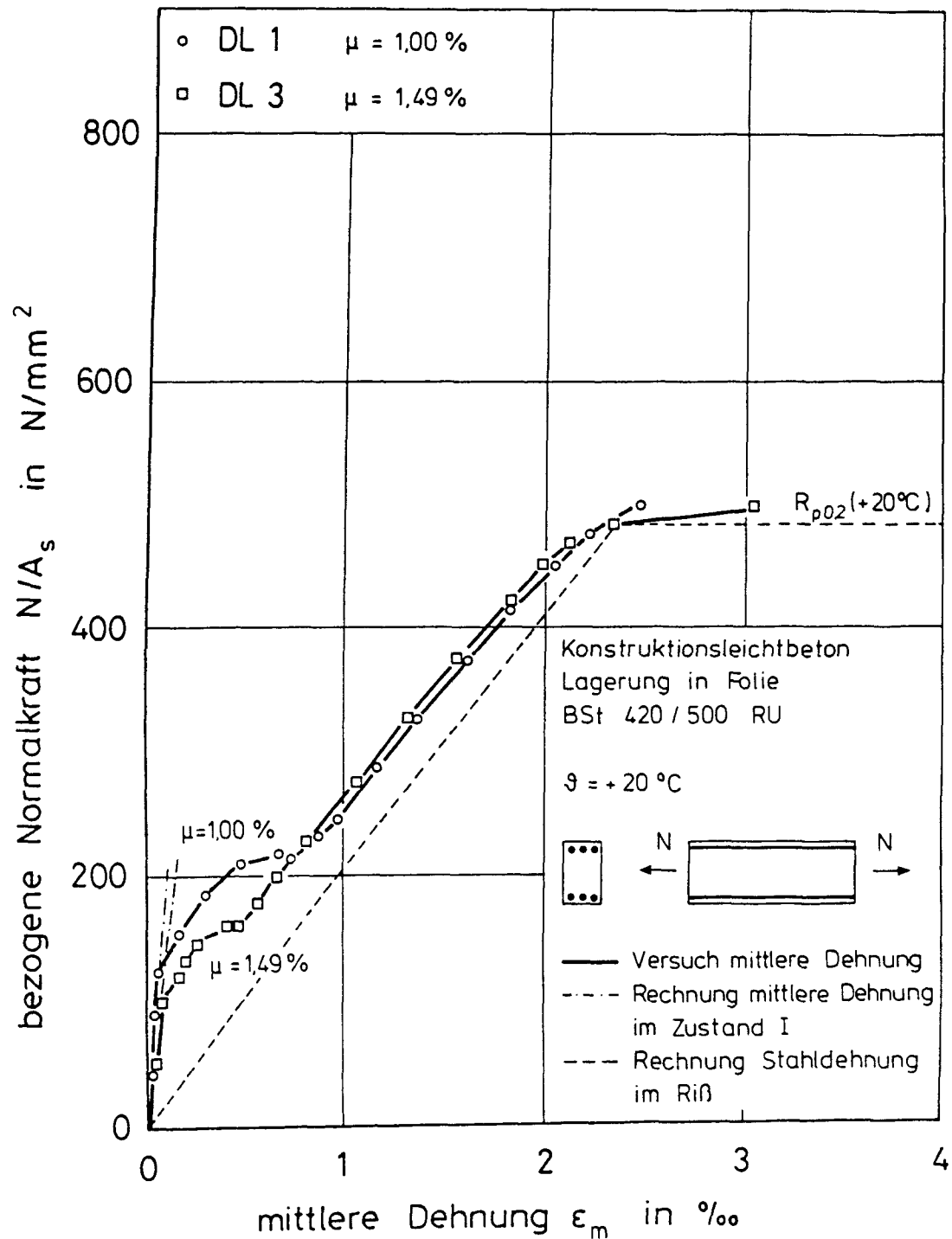


Bild 5.27: Gemessene N/A_s - ϵ_m -Linien der Versuchskörper DL1 und DL3;
 Einfluß des Bewehrungsgrades bei $\vartheta = +20^\circ C$

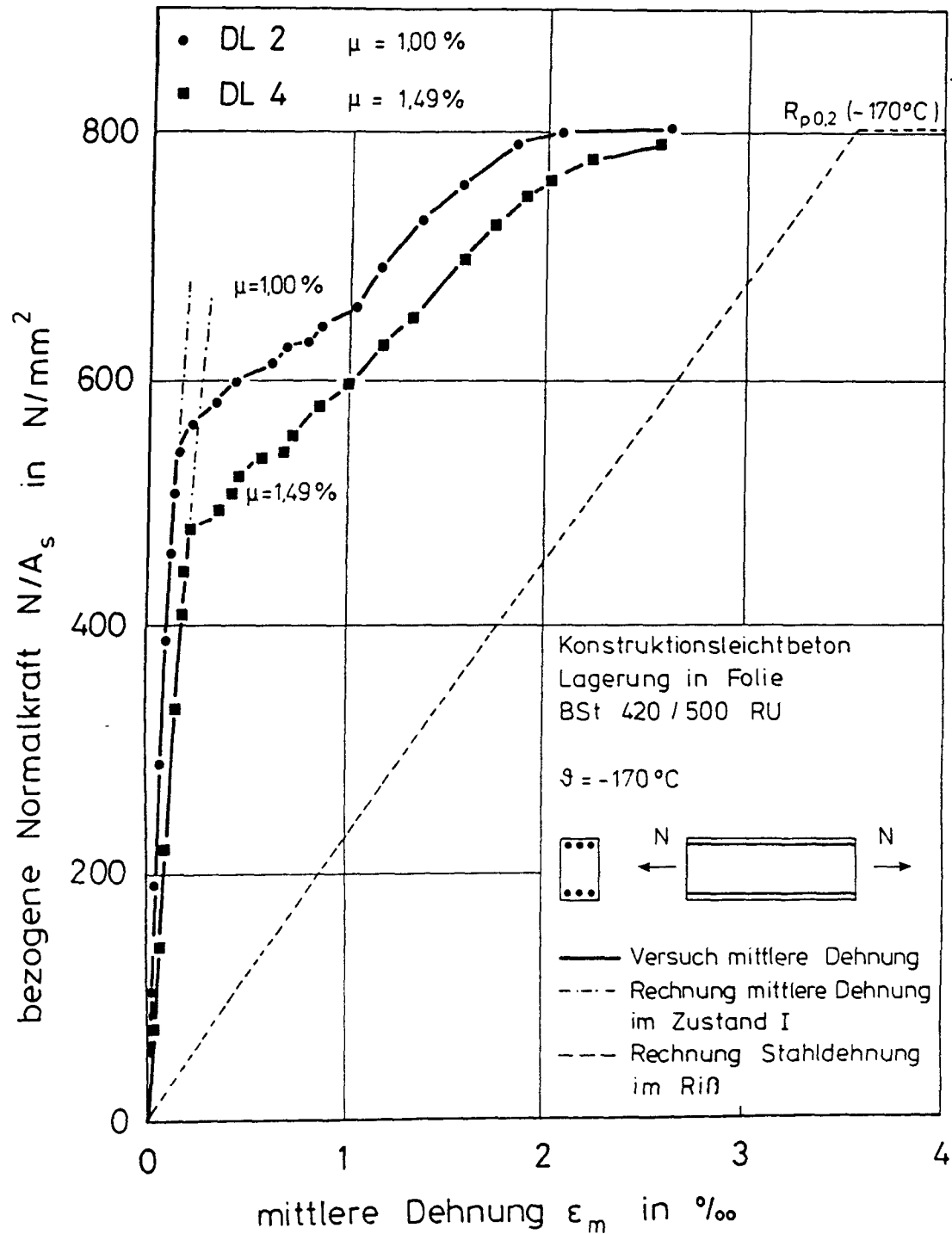


Bild 5.28: Gemessene N/A_s - ϵ_m -Linien der Versuchskörper DL2 und DL4 (ohne Berücksichtigung des thermischen Zwangs); Einfluß des Bewehrungsgrades bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$

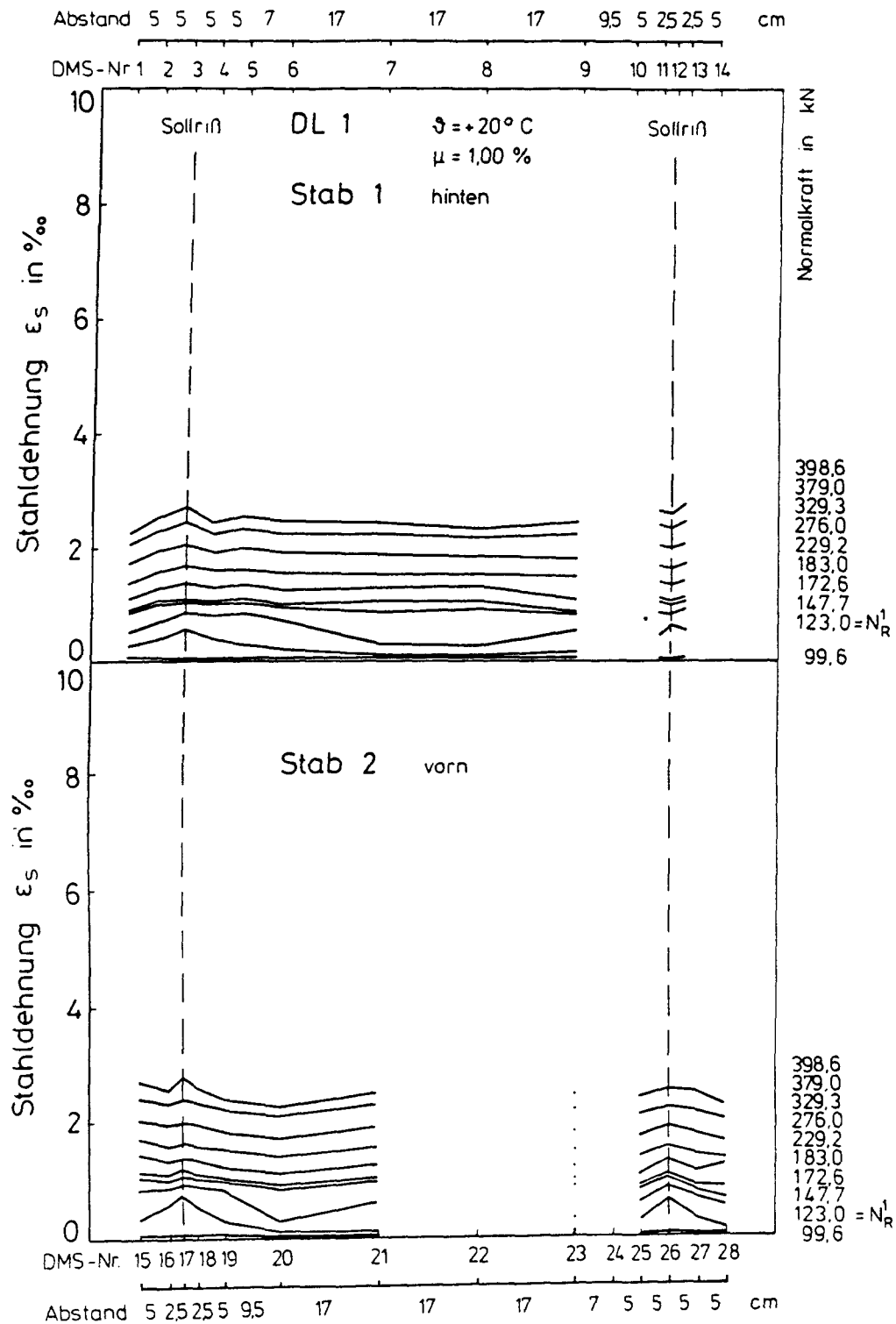


Bild 5.29: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL1 bei unterschiedlicher Beanspruchung

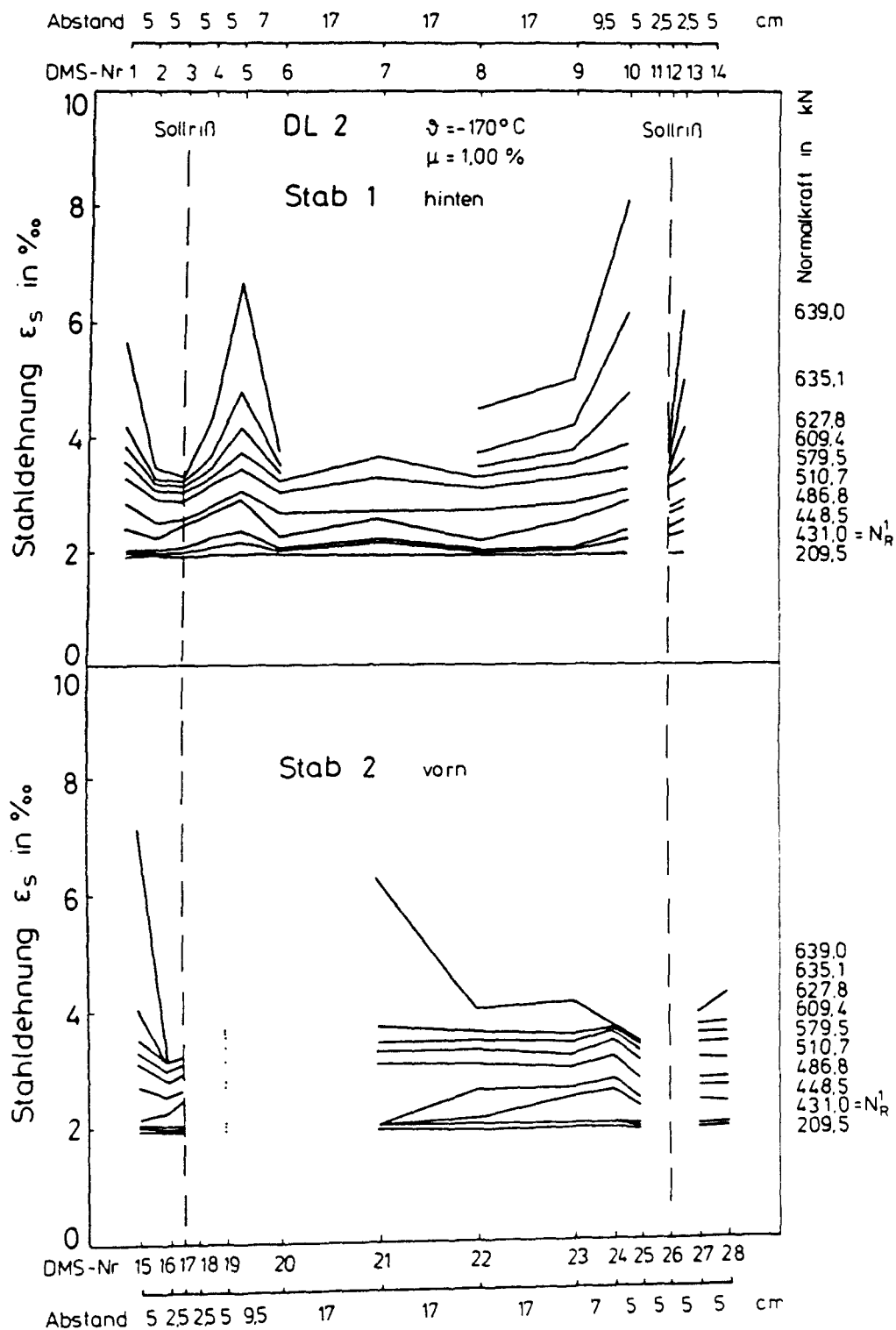


Bild 5.30: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL2 bei unterschiedlicher Beanspruchung

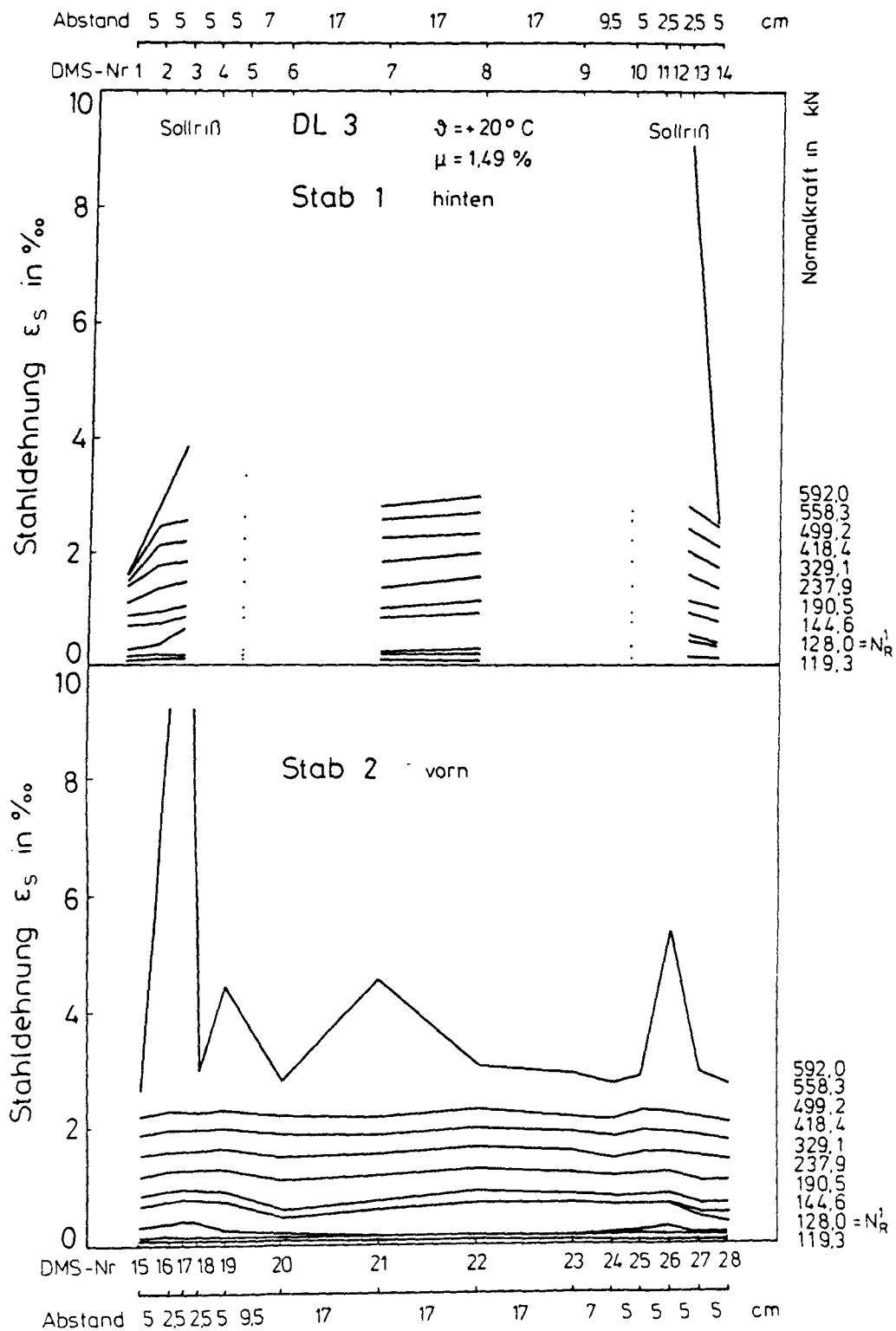


Bild 5.31: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL3 bei unterschiedlicher Beanspruchung

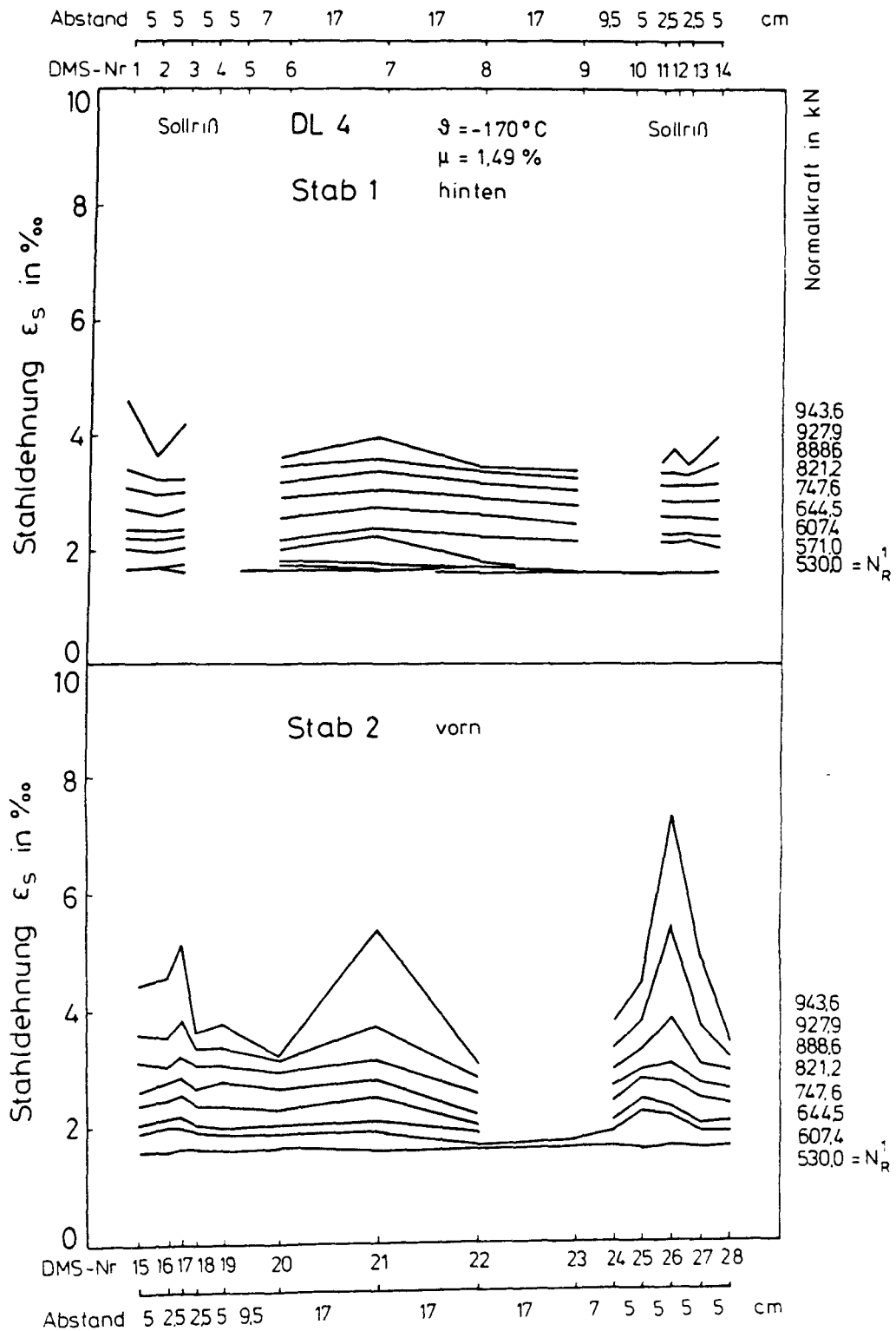


Bild 5.32: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL4 bei unterschiedlicher Beanspruchung

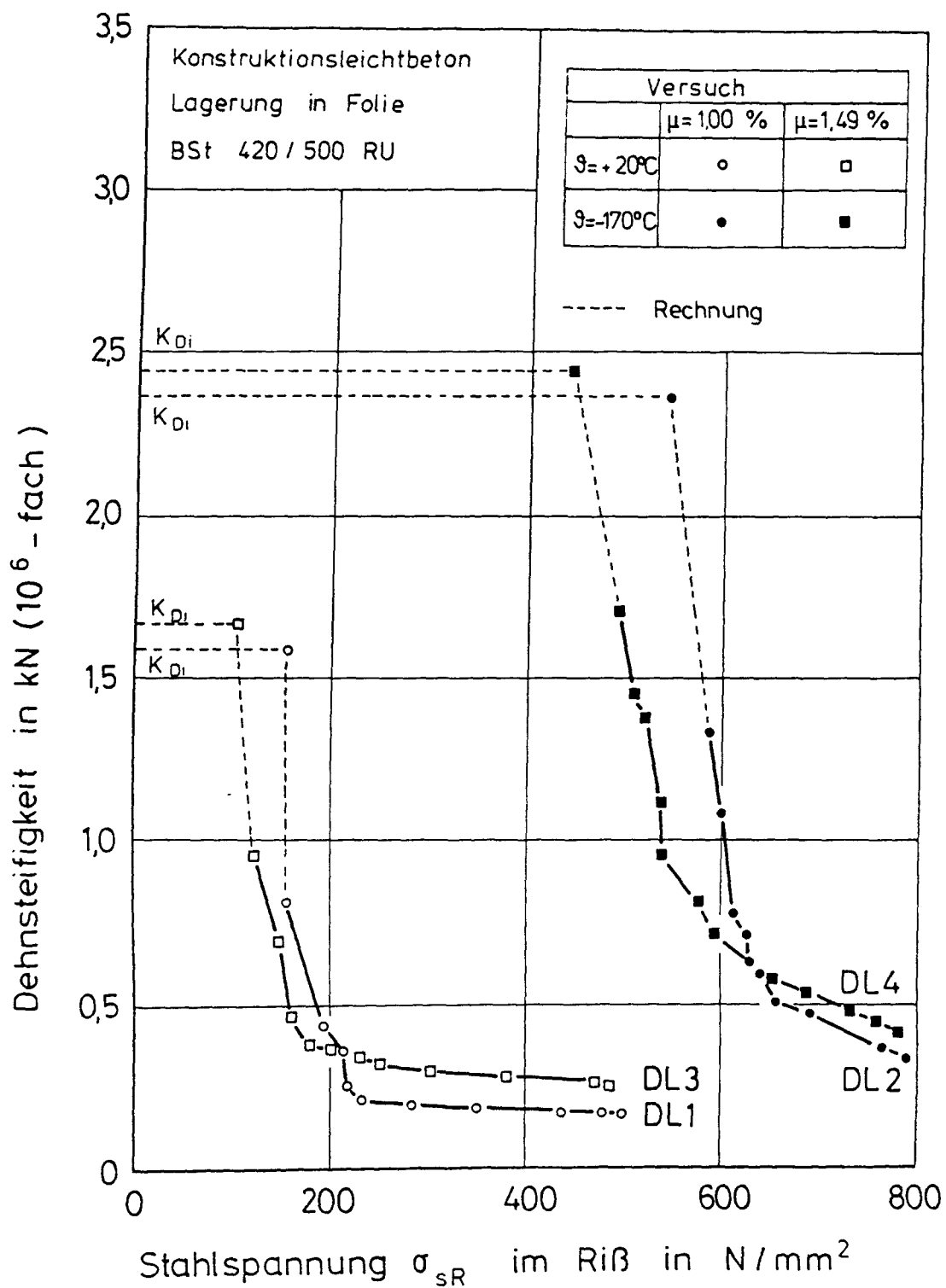


Bild 5.33: Gemessene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper DL1 bis DL4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

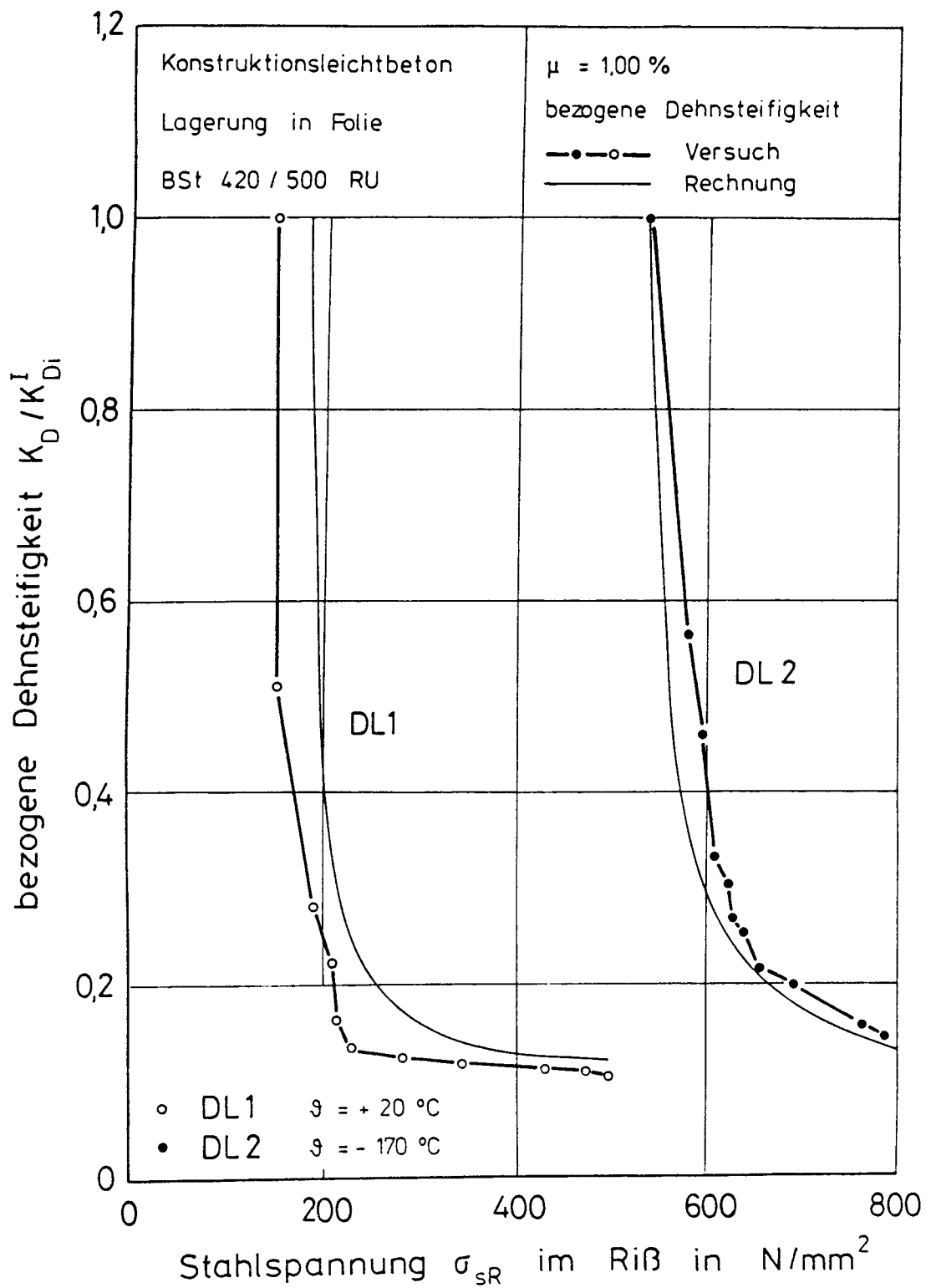


Bild 5.34: Bezogene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper DL1 und DL2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

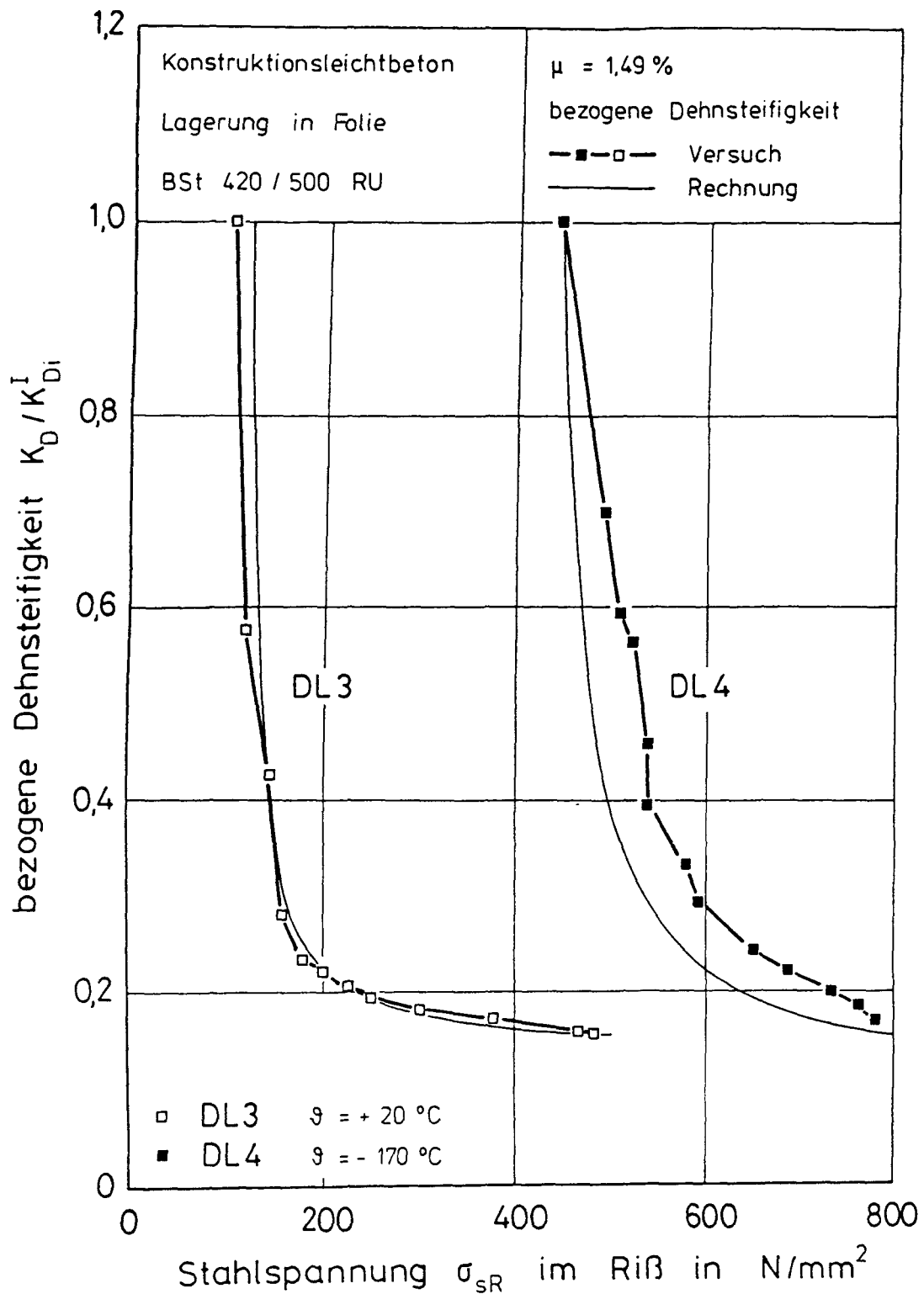
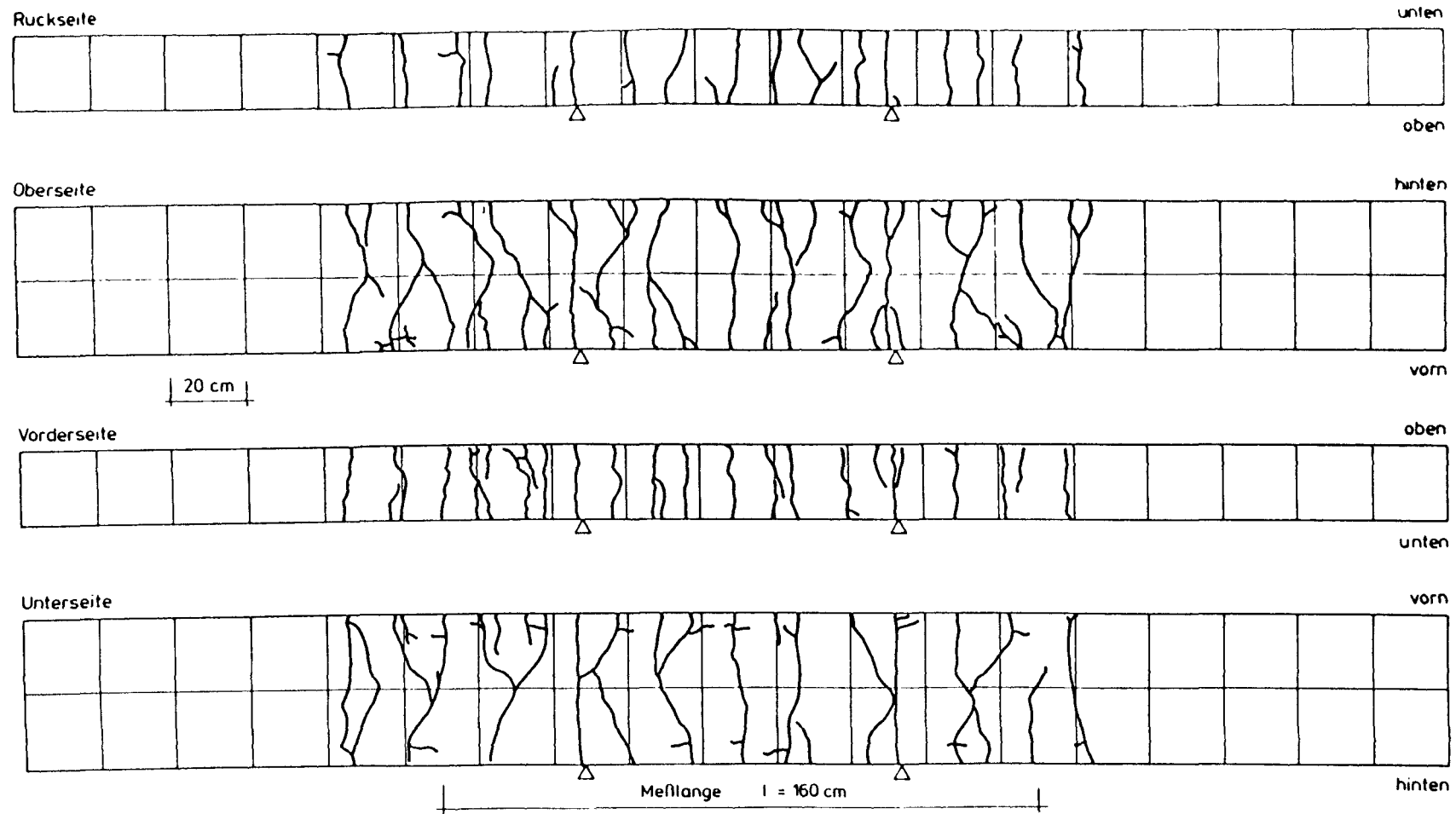
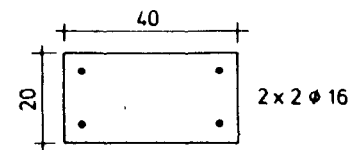


Bild 5.35: Bezogene Dehnsteifigkeit der Versuchskörper DL3 und DL4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis



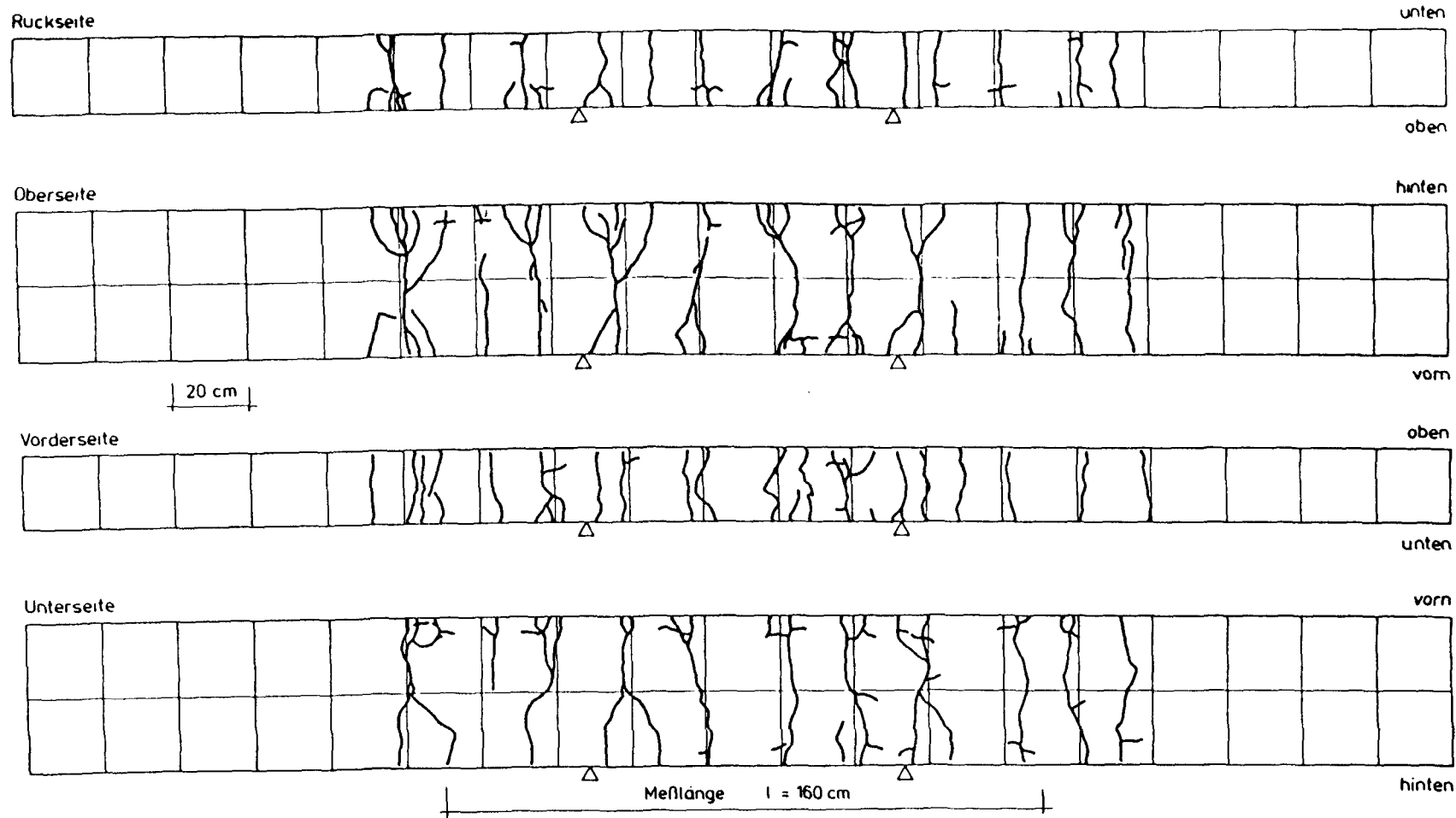
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

△ Sollrisse



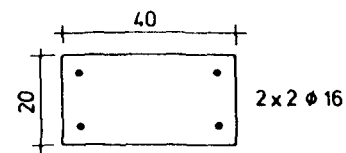
DL 1 $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$
 $\mu = 1,00\%$

Bild 5.36: Rißbild des Versuchskörpers DL1 nach abgeschlossener Rißbildung



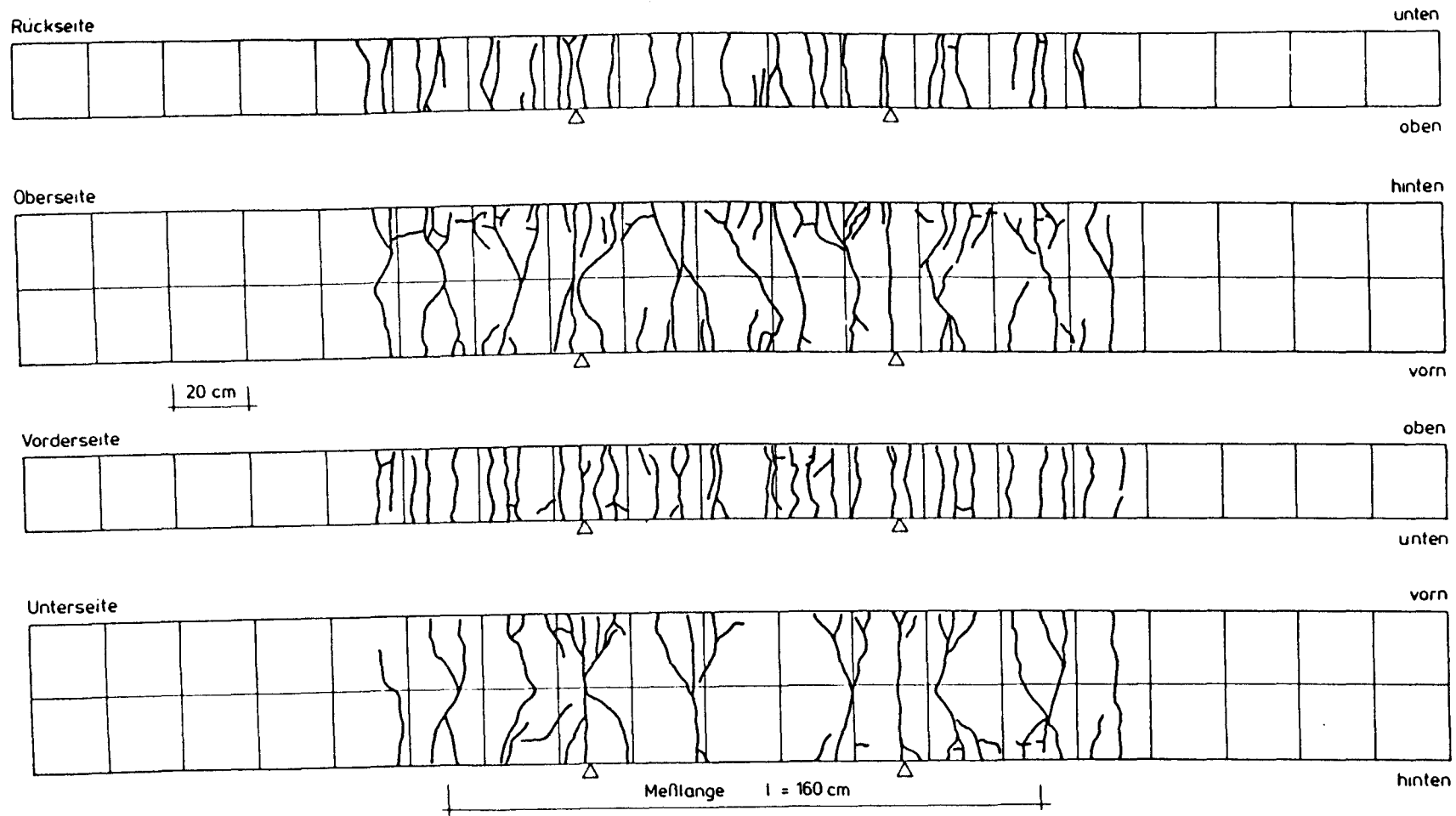
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

△ Sollrisse



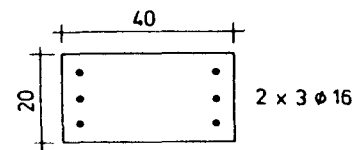
DL 2	$\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$
	$\mu = 1,00\%$

Bild 5.37: Rißbild des Versuchskörpers DL2 nach abgeschlossener Rißbildung



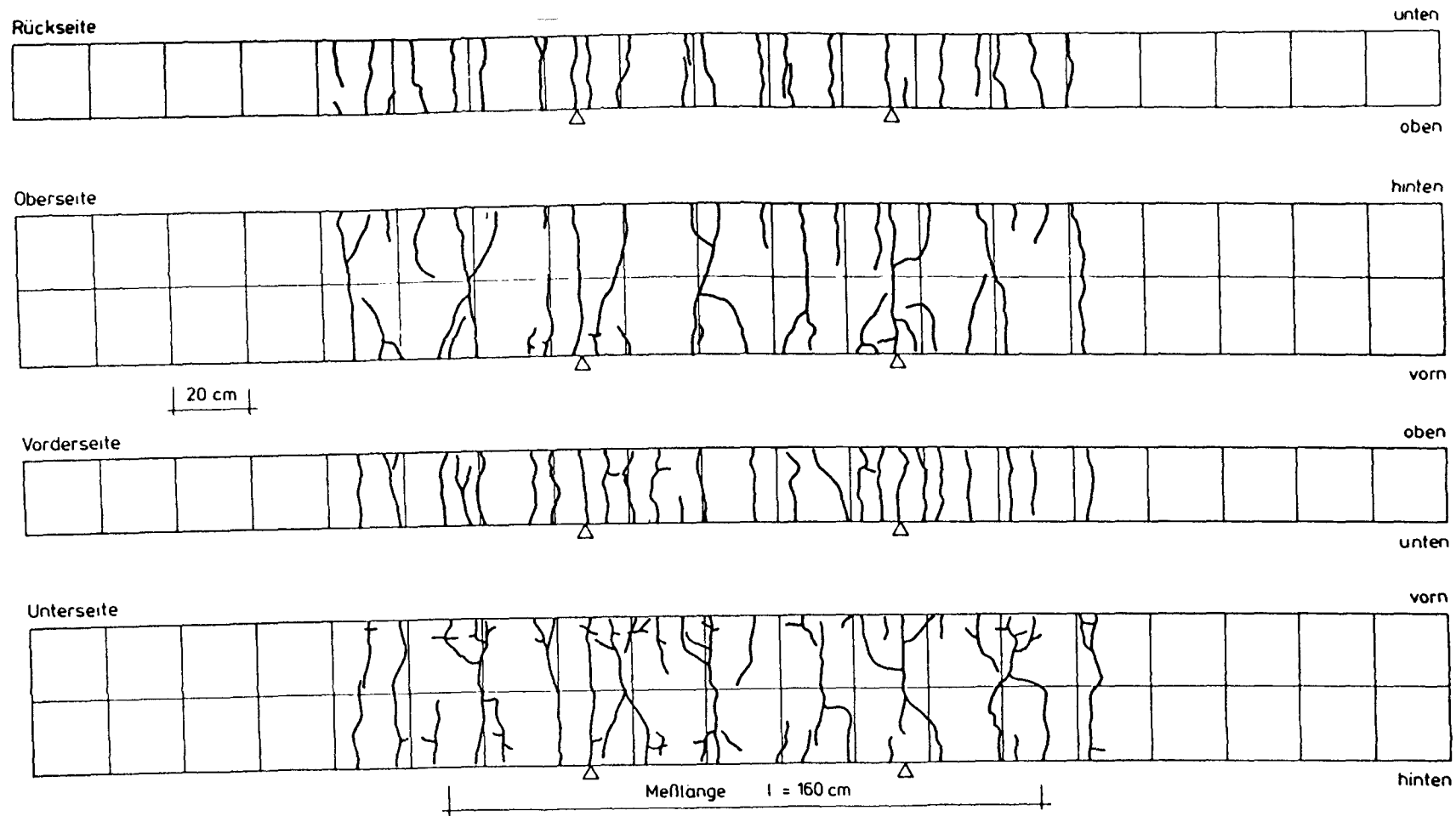
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

△ Sollrisse



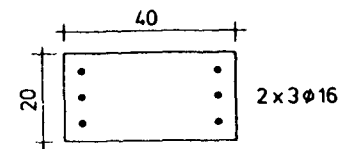
DL 3 $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$
 $\mu = 1,49\%$

Bild 5.38: Rißbild des Versuchskörpers DL3 nach abgeschlossener Rißbildung



Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

△ Sollrisse



DL 4 $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$
 $\mu = 1,49\%$

Bild 5.39: Rißbild des Versuchskörpers DL4 nach abgeschlossener Rißbildung

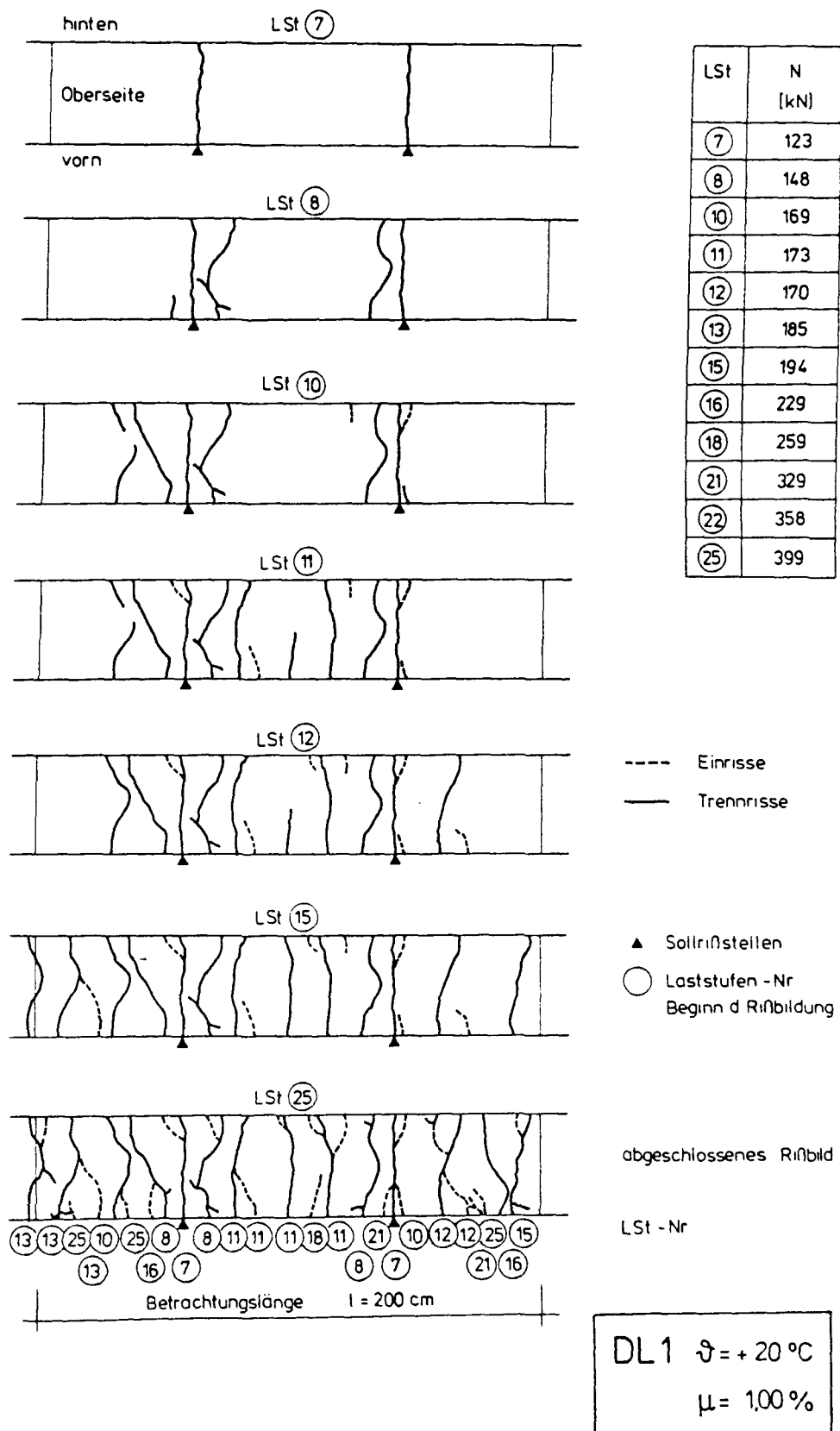


Bild 5.40: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers DL1

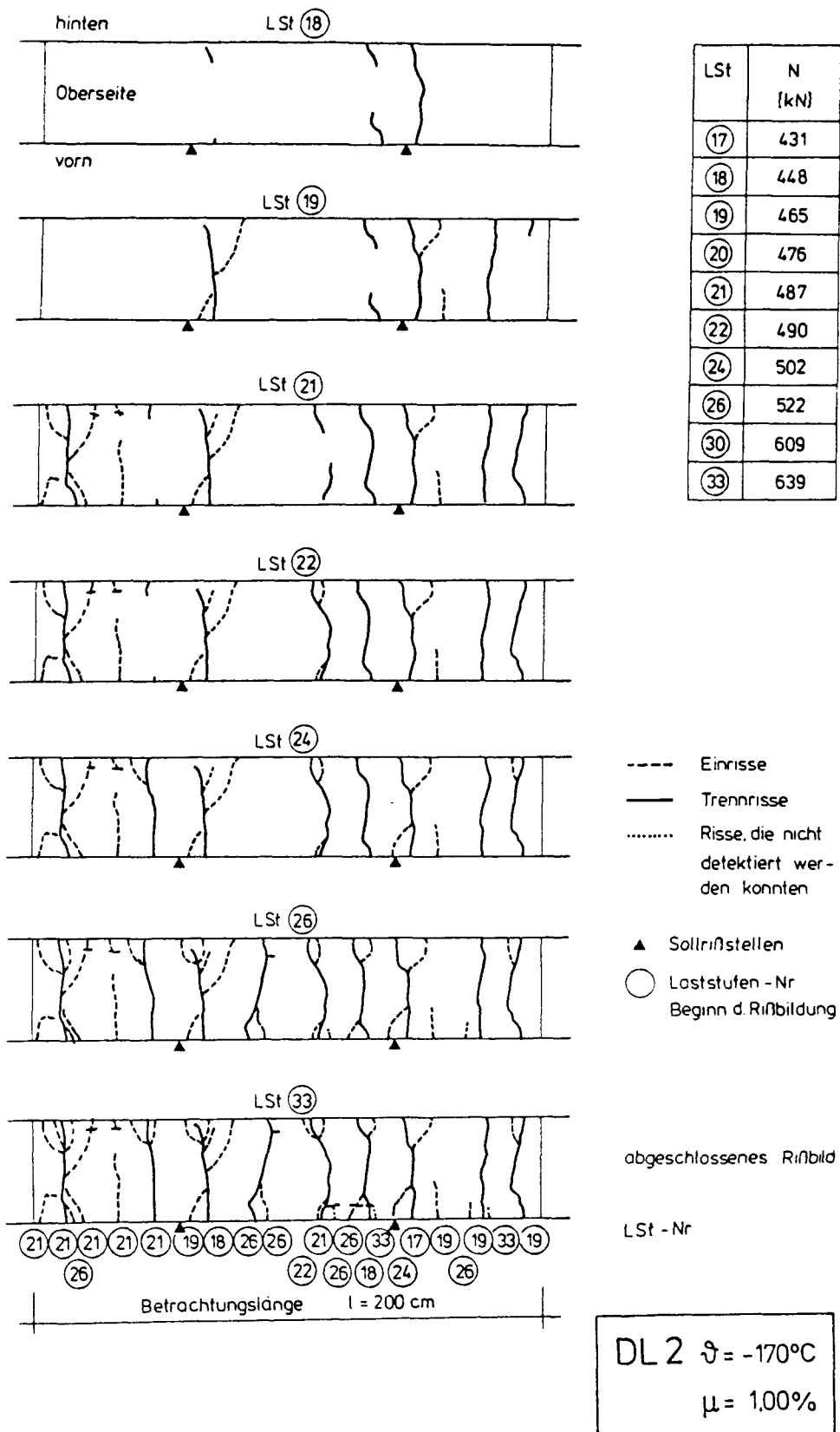


Bild 5.41: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers DL2

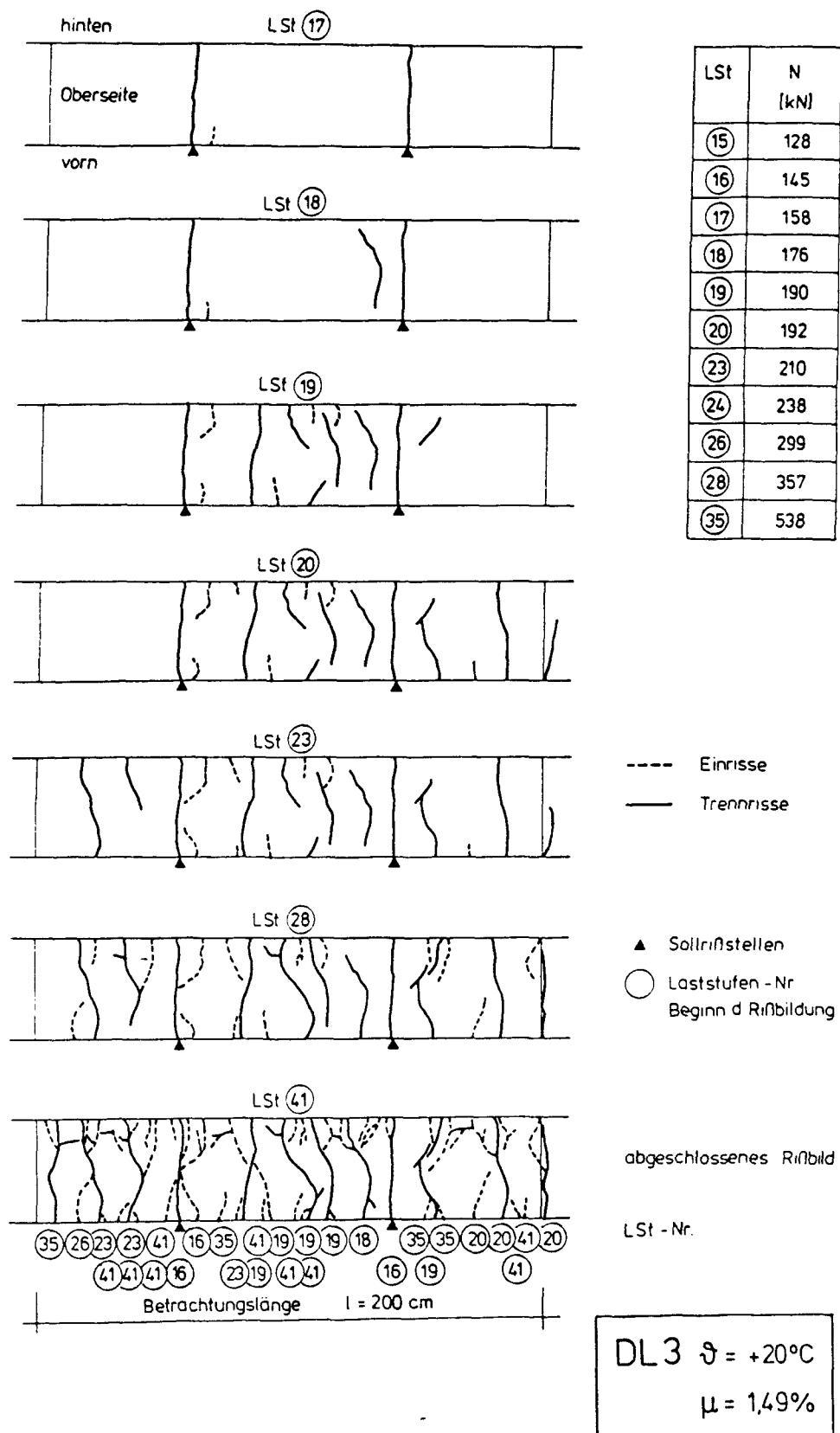


Bild 5.42: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers DL3

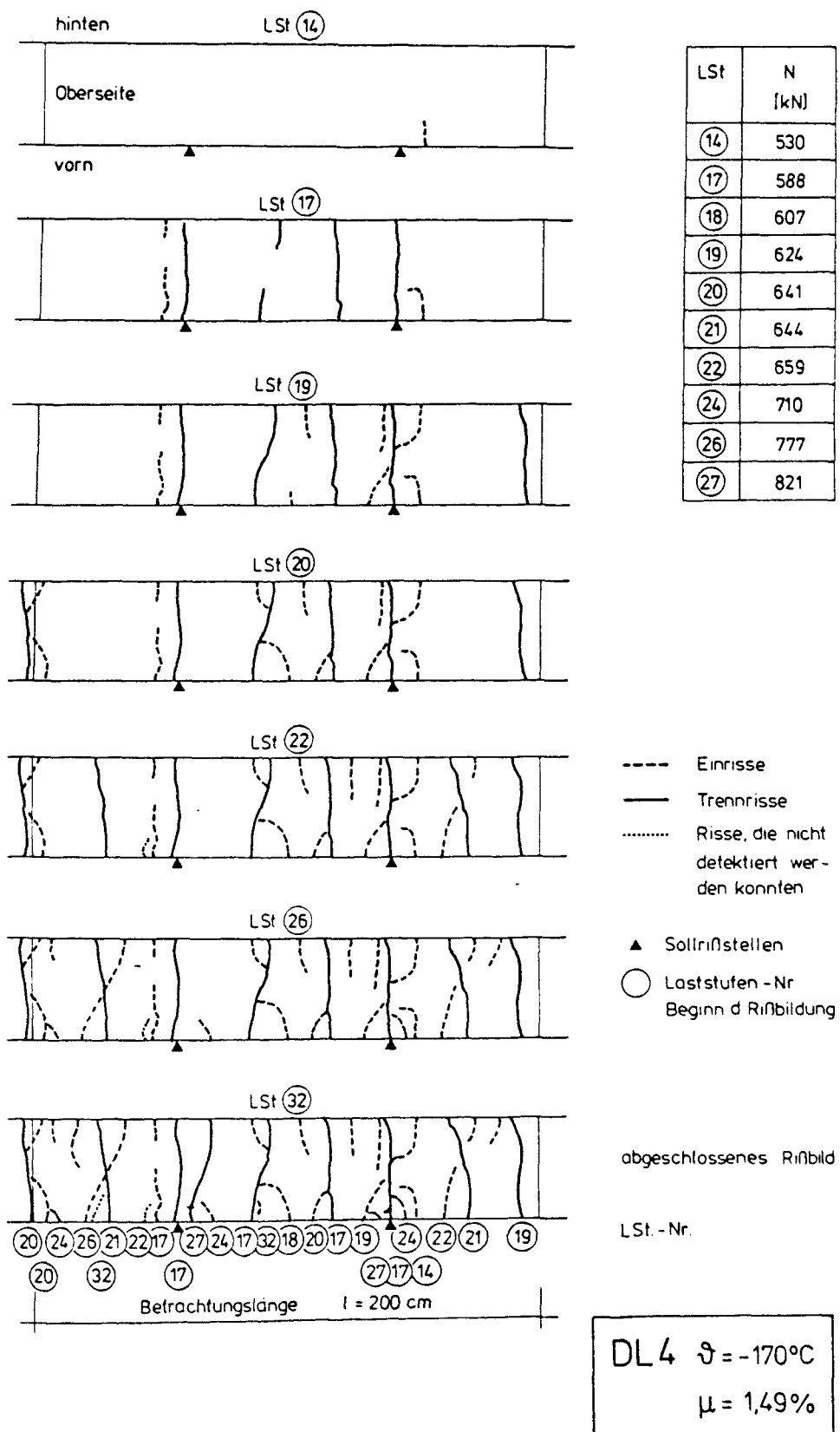


Bild 5.43: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers DL4

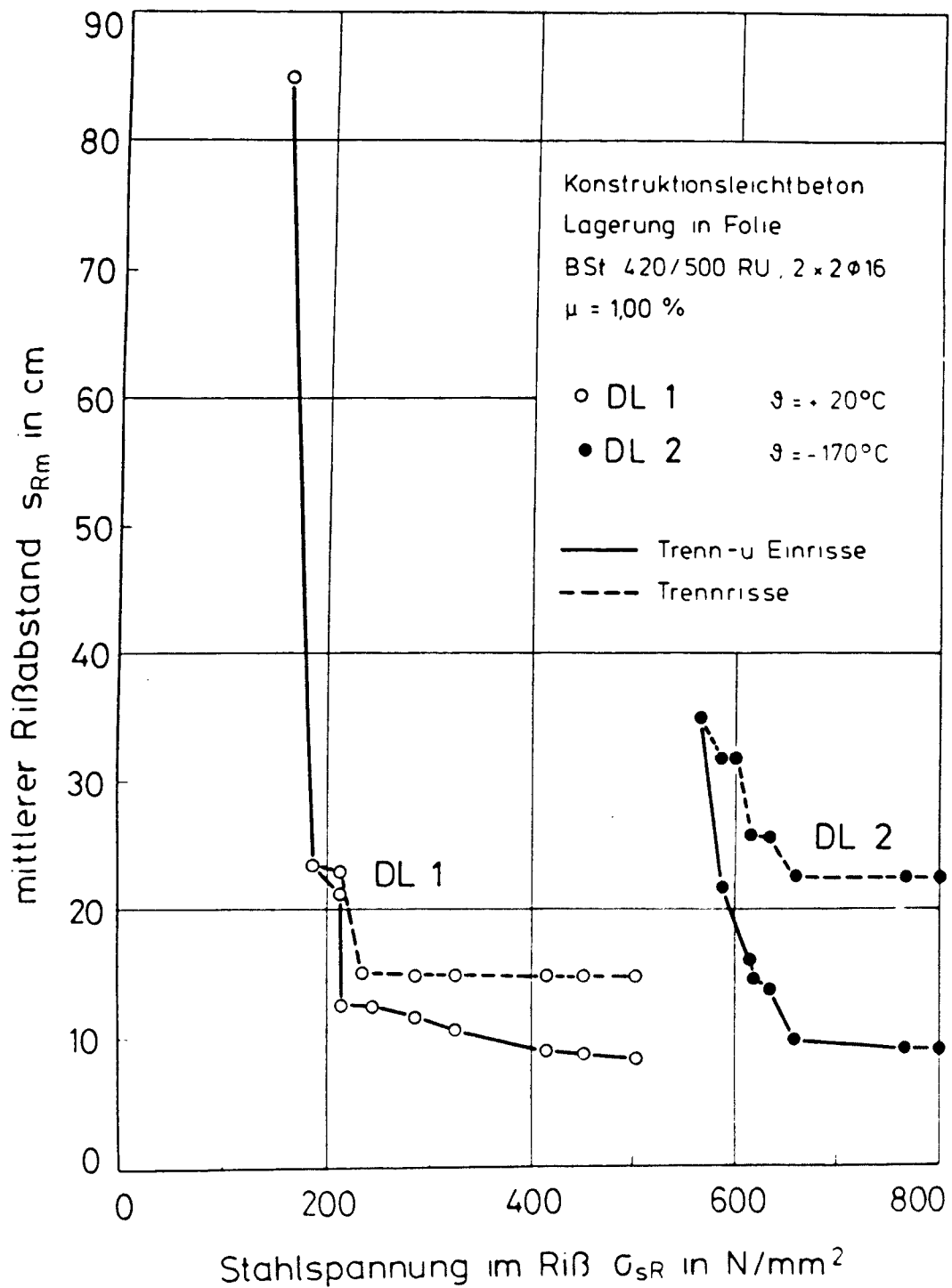


Bild 5.44: Mittlerer Rißabstand der Versuchskörper DL1 und DL2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

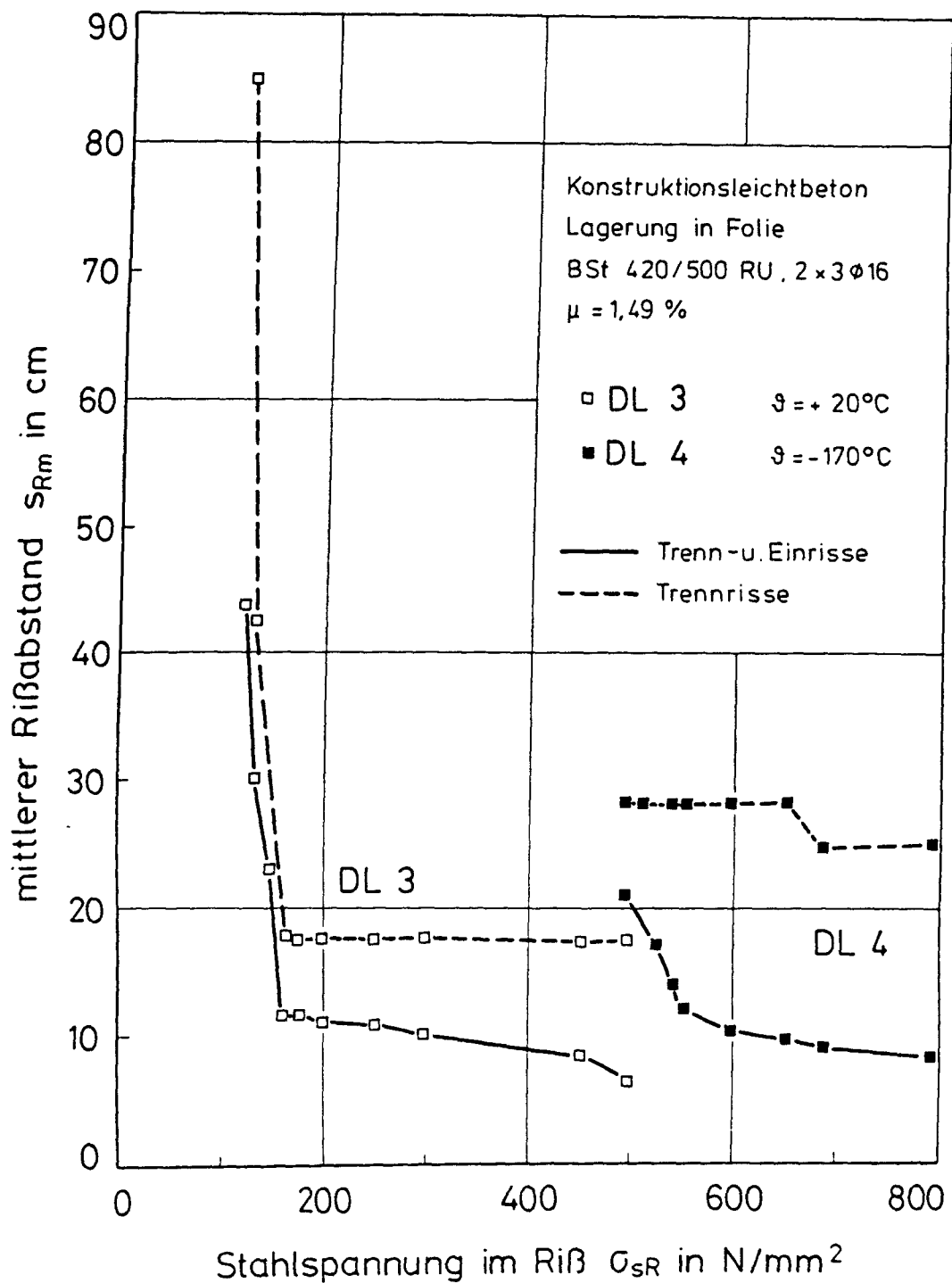


Bild 5.45: Mittlerer Rißabstand der Versuchskörper DL3 und DL4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

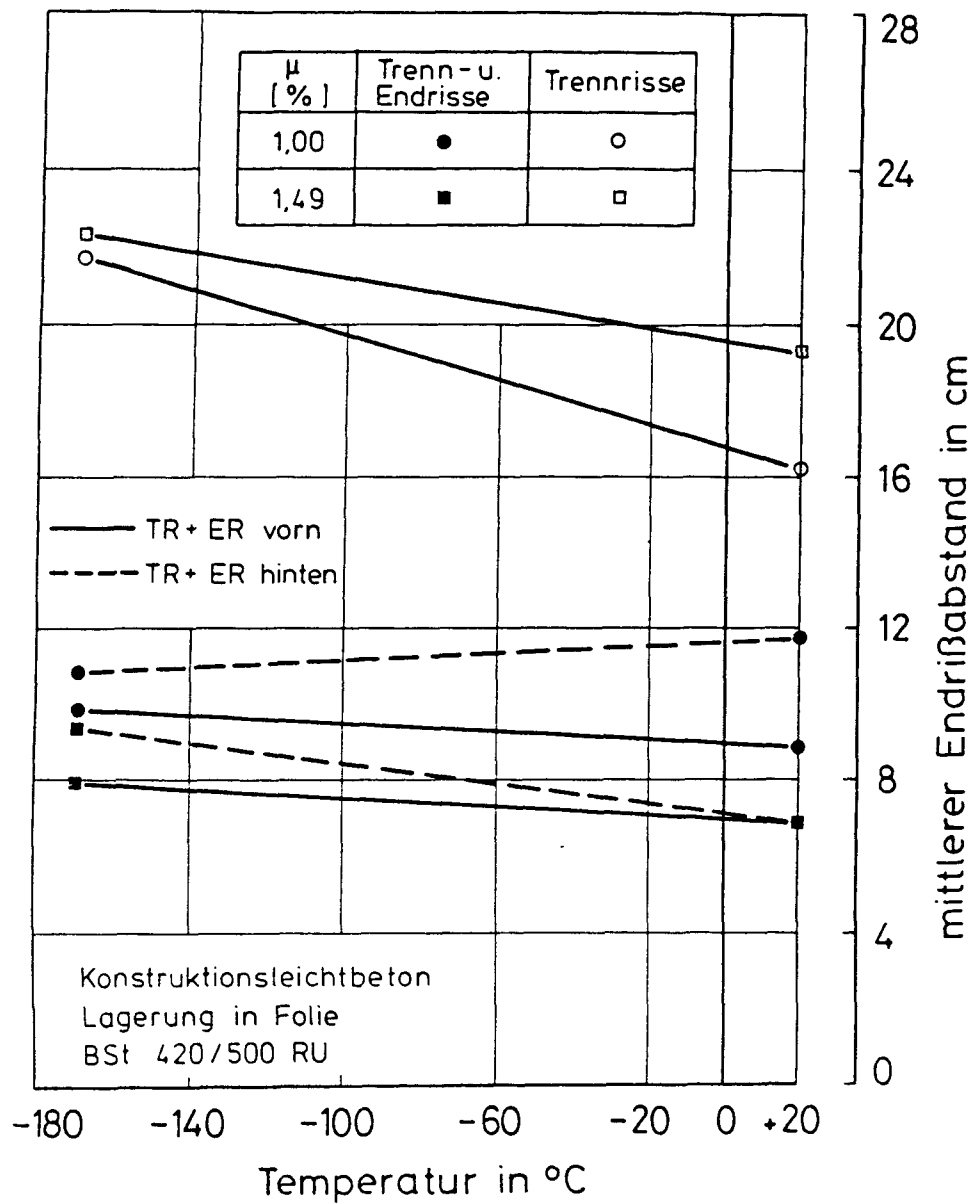


Bild 5.46: Gemessener mittlerer Endrißabstand der Versuchskörper DL1 bis DL4

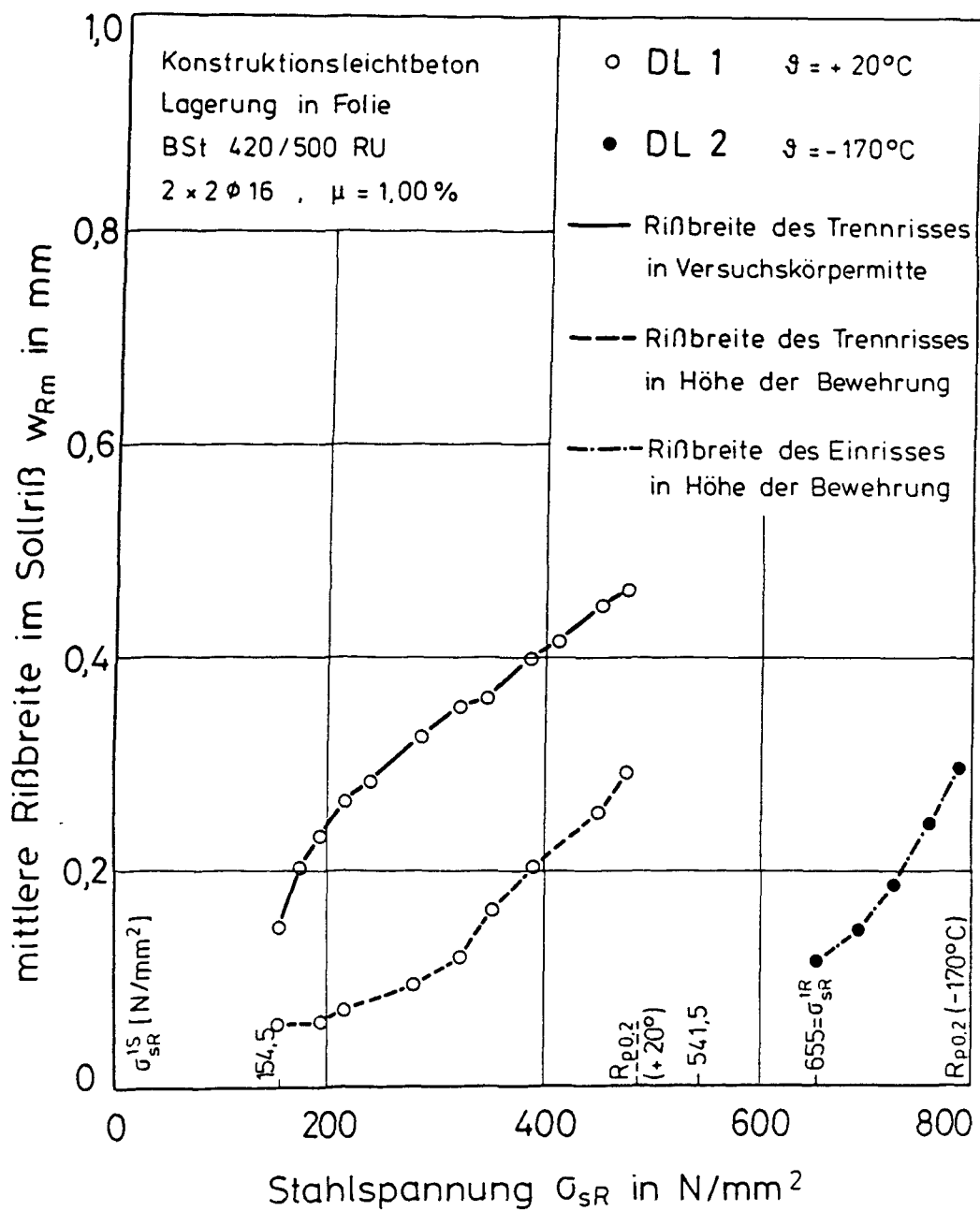


Bild 5.47: Gemessene mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper DL1 und DL2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

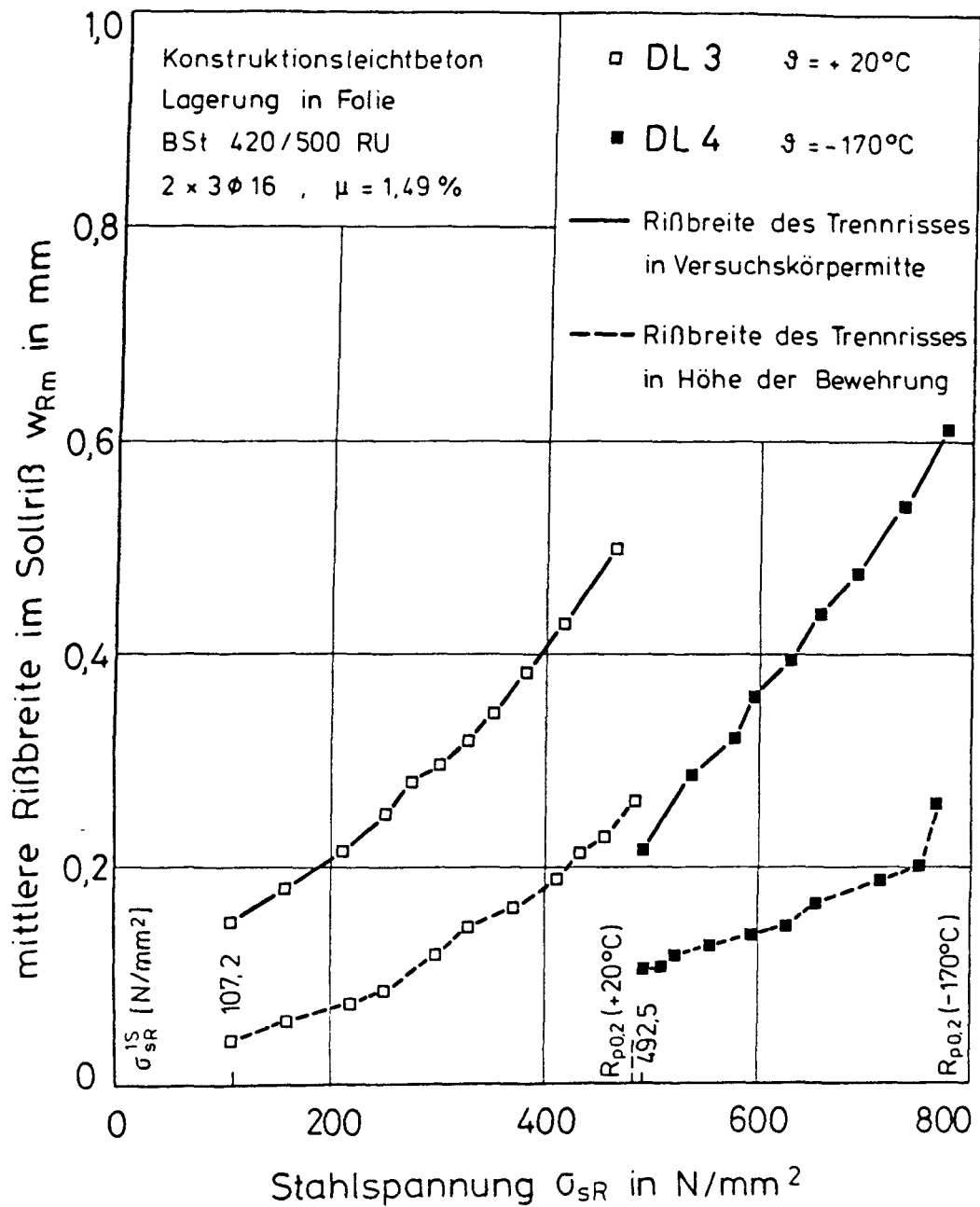


Bild 5.48: Gemessene mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper DL3 und DL4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

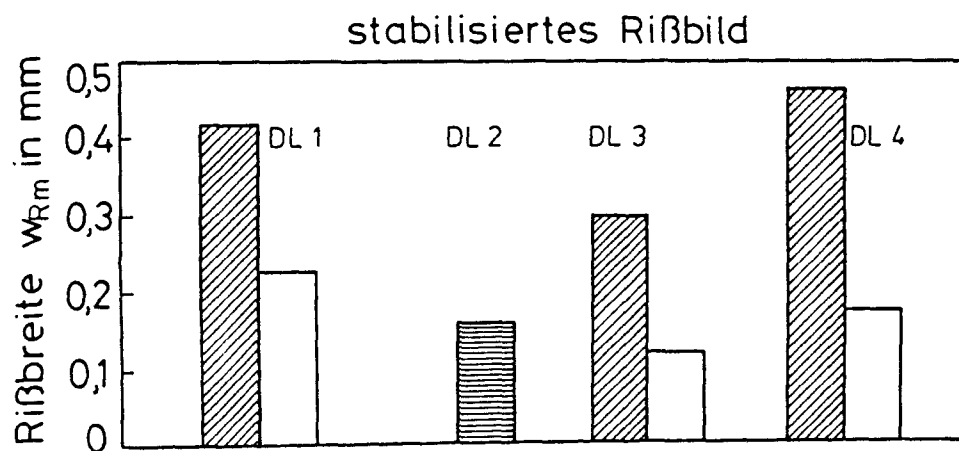
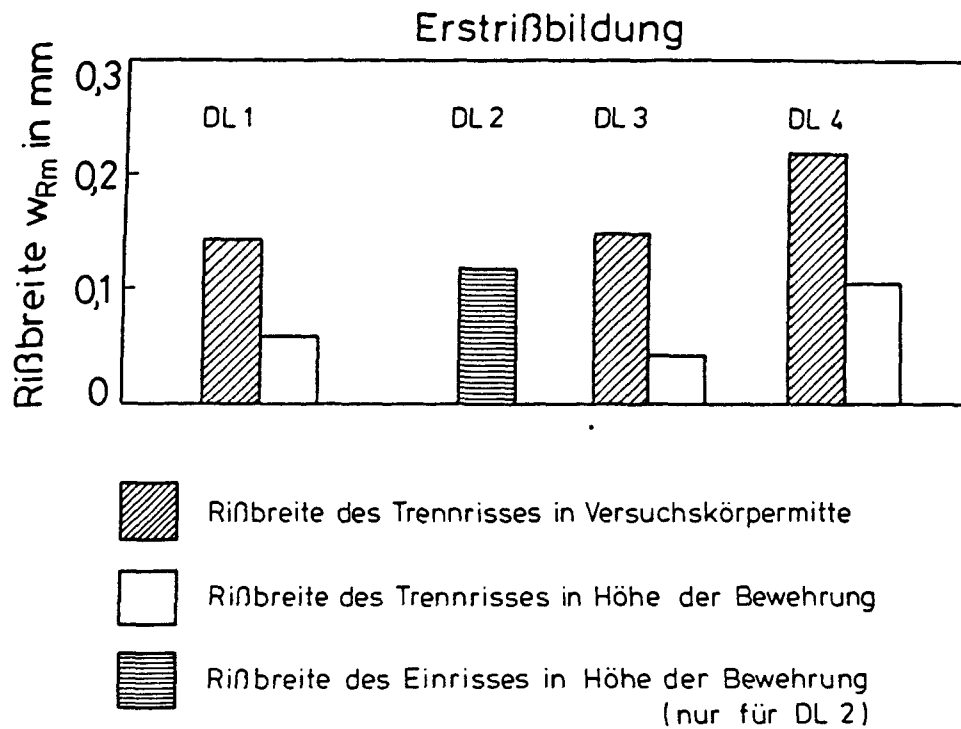


Bild 5.49: Gemessene mittlere Rißbreiten der Versuchskörper DL1 bis DL4 bei Erstrißbildung und bei stabilisiertem Rißbild

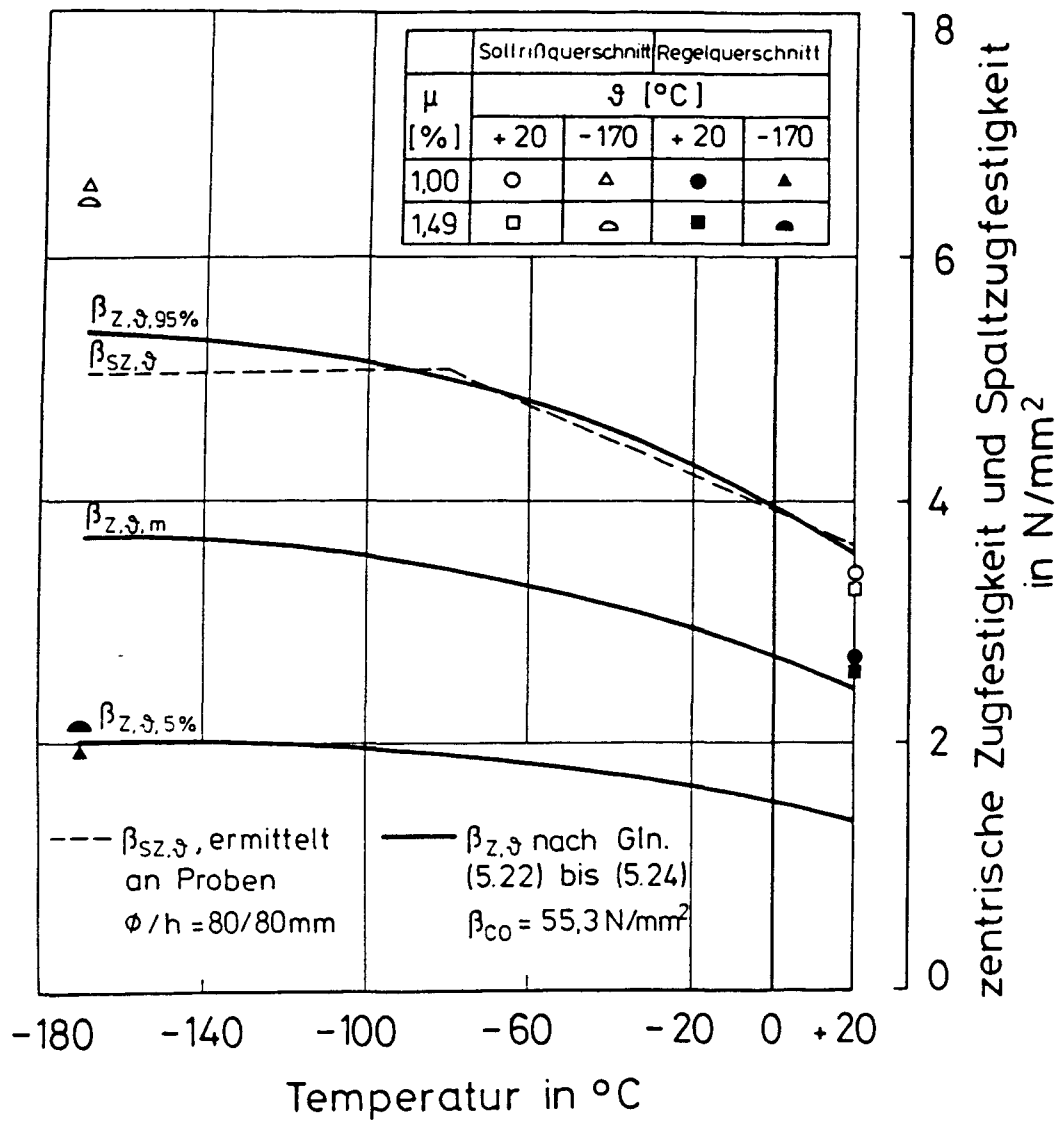


Bild 5.50: Zentrische Zugfestigkeit der Versuchskörper DL1 bis DL4;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

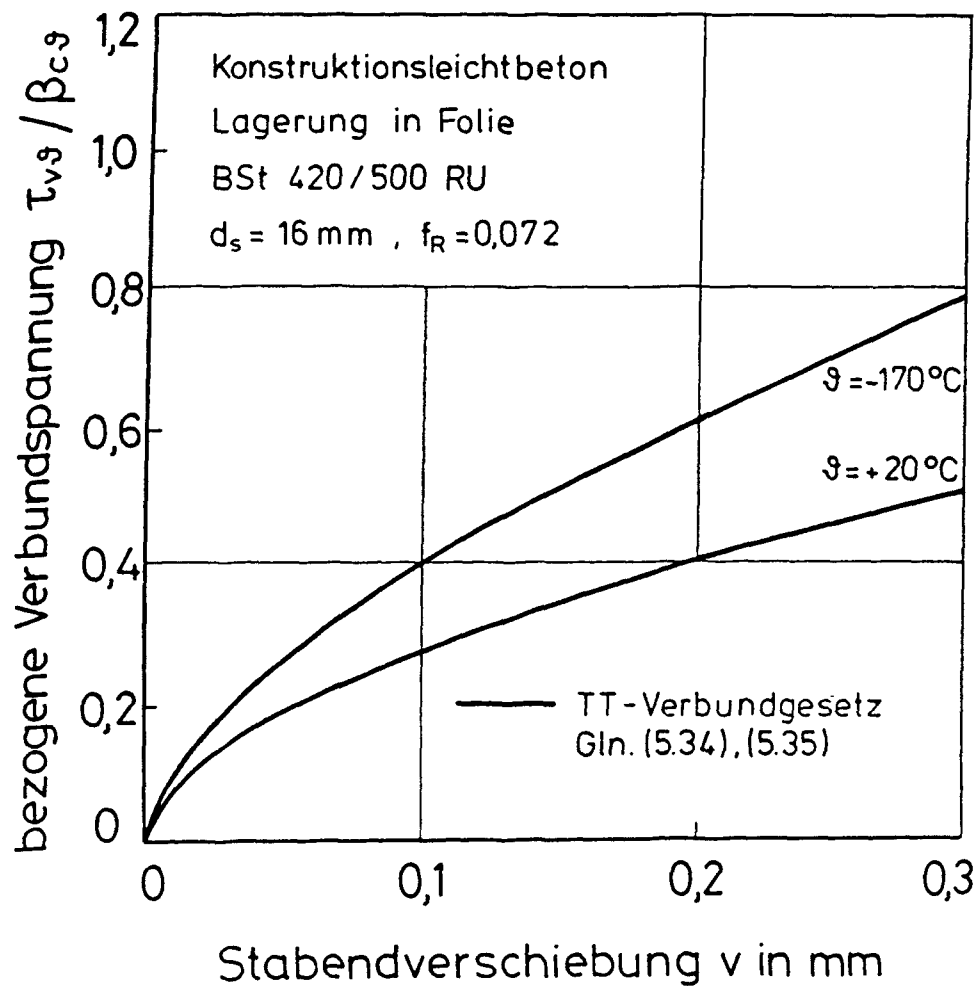


Bild 5.51: Verbundgesetz für versiegelten LB (Betonierriechung senkrecht zur Ziehrichtung, Randlage des Stabes) bei Verwendung des Bewehrungsstabes $\varnothing 16 \text{ mm}$ (BSt 420/500 RU) für $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ und $\vartheta = -170^\circ\text{C}$

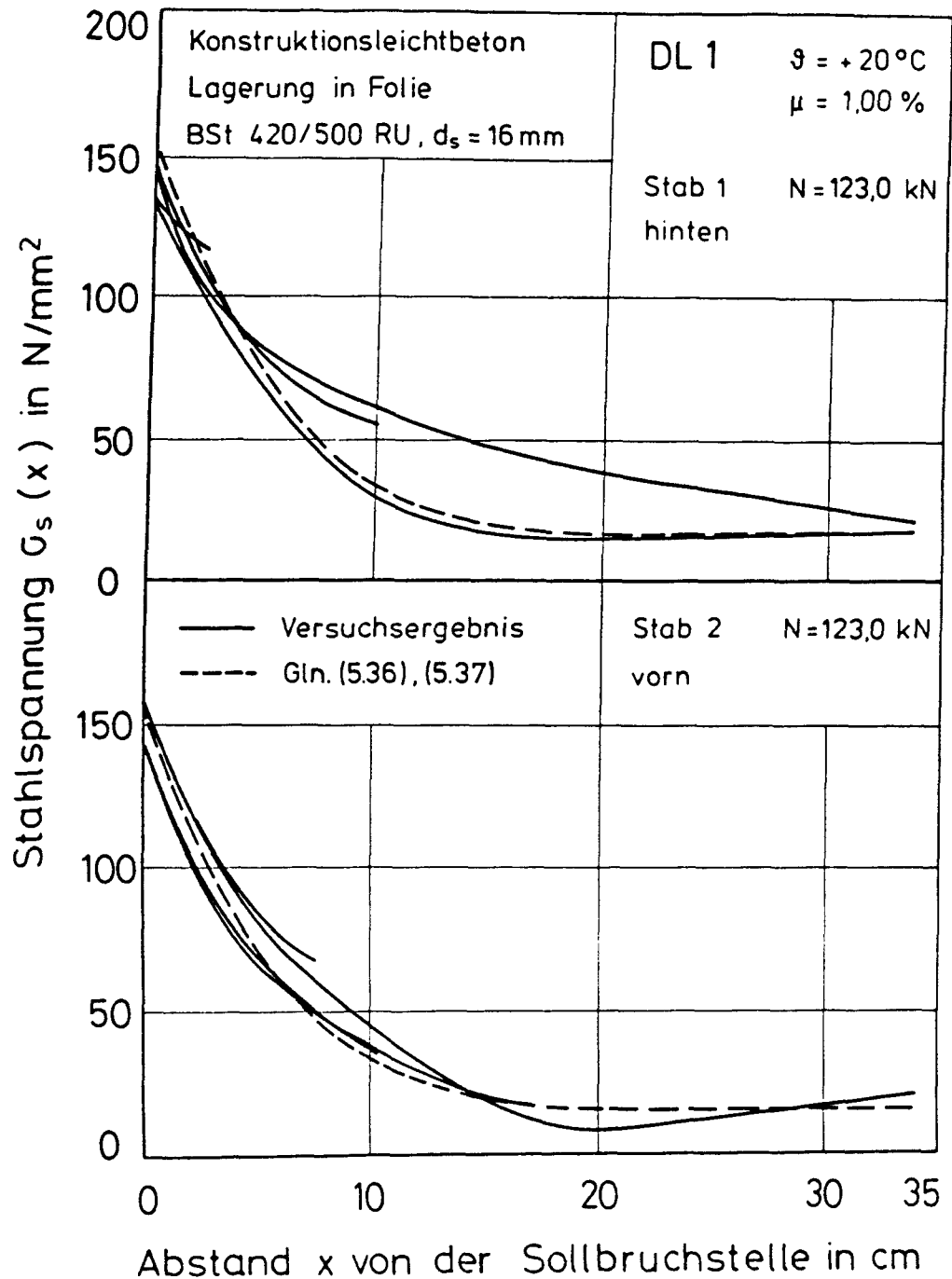


Bild 5.52: Stahlspannungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL1; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

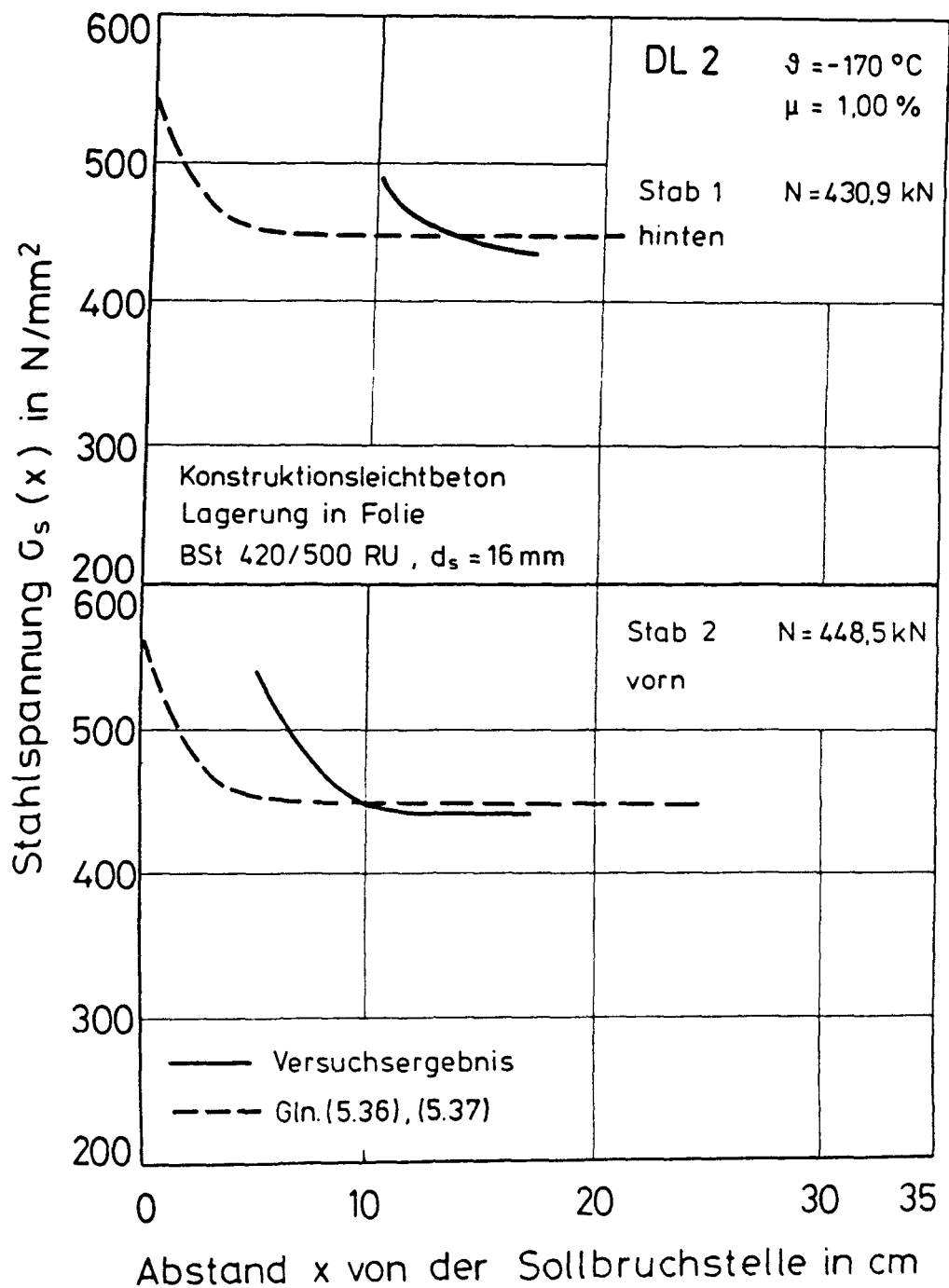


Bild 5.53: Stahlspannungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL2; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

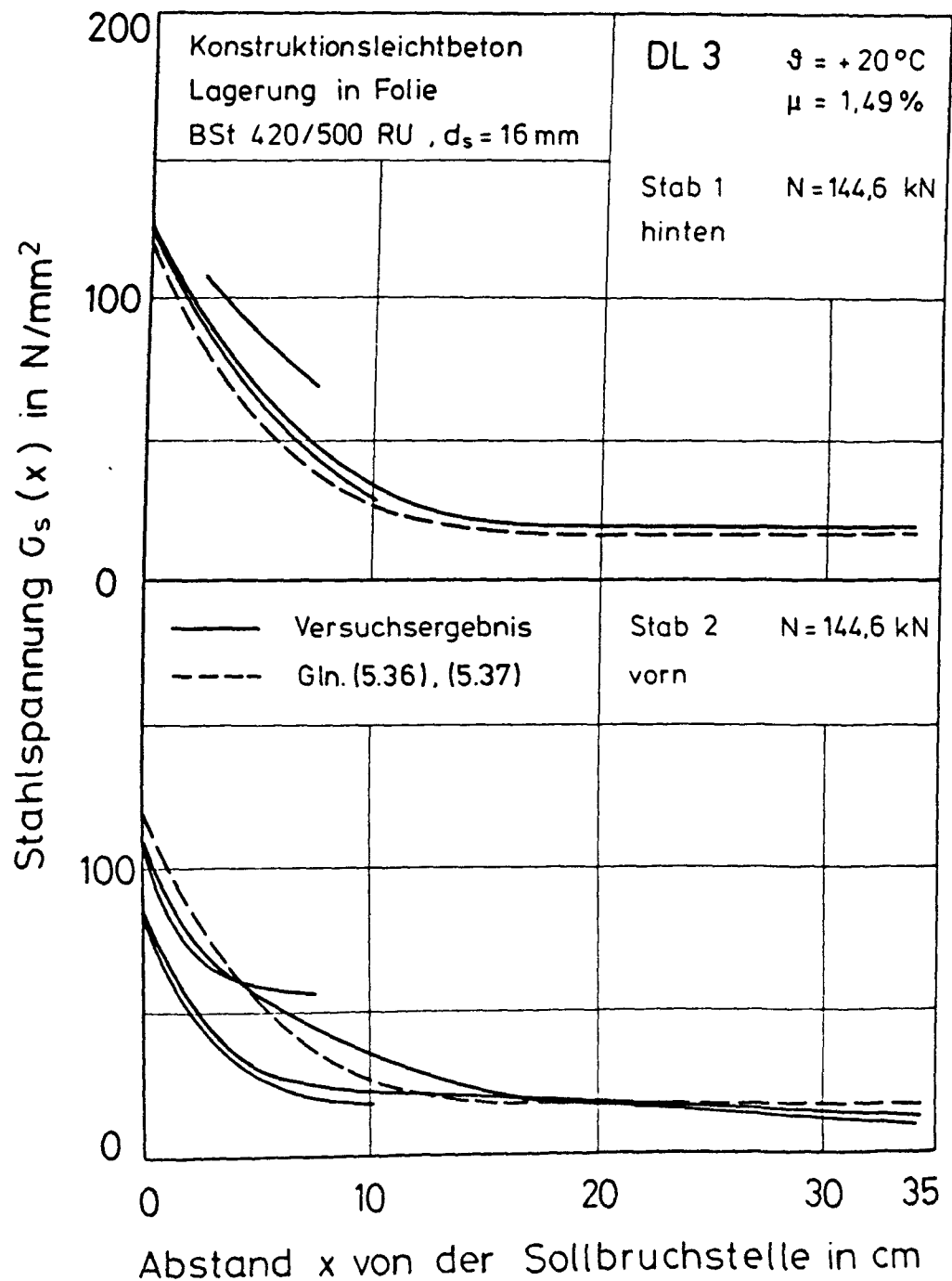


Bild 5.54: Stahlspannungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL3; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

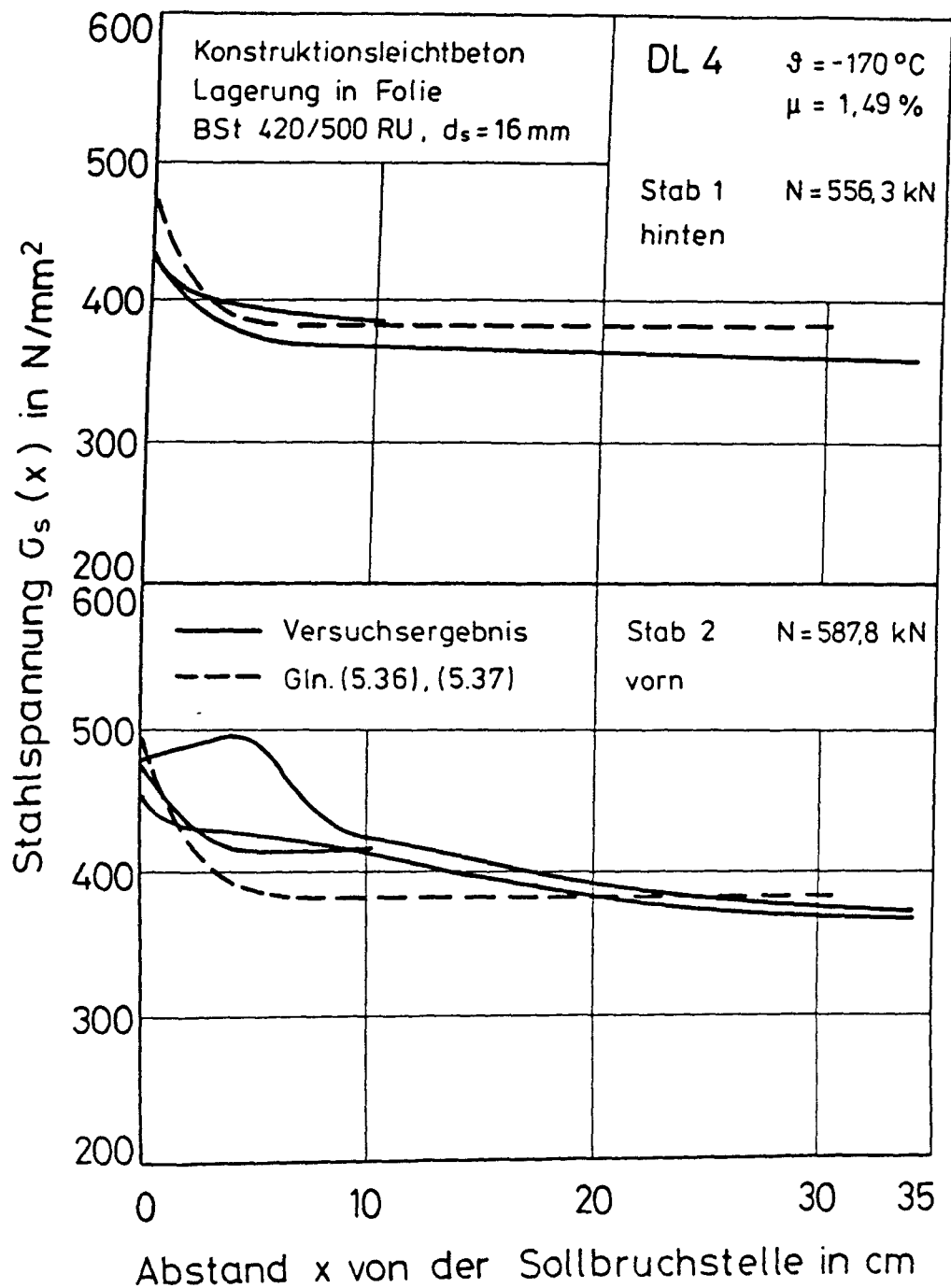


Bild 5.55: Stahlspannungen entlang der Stabachse des Versuchskörpers DL 4; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

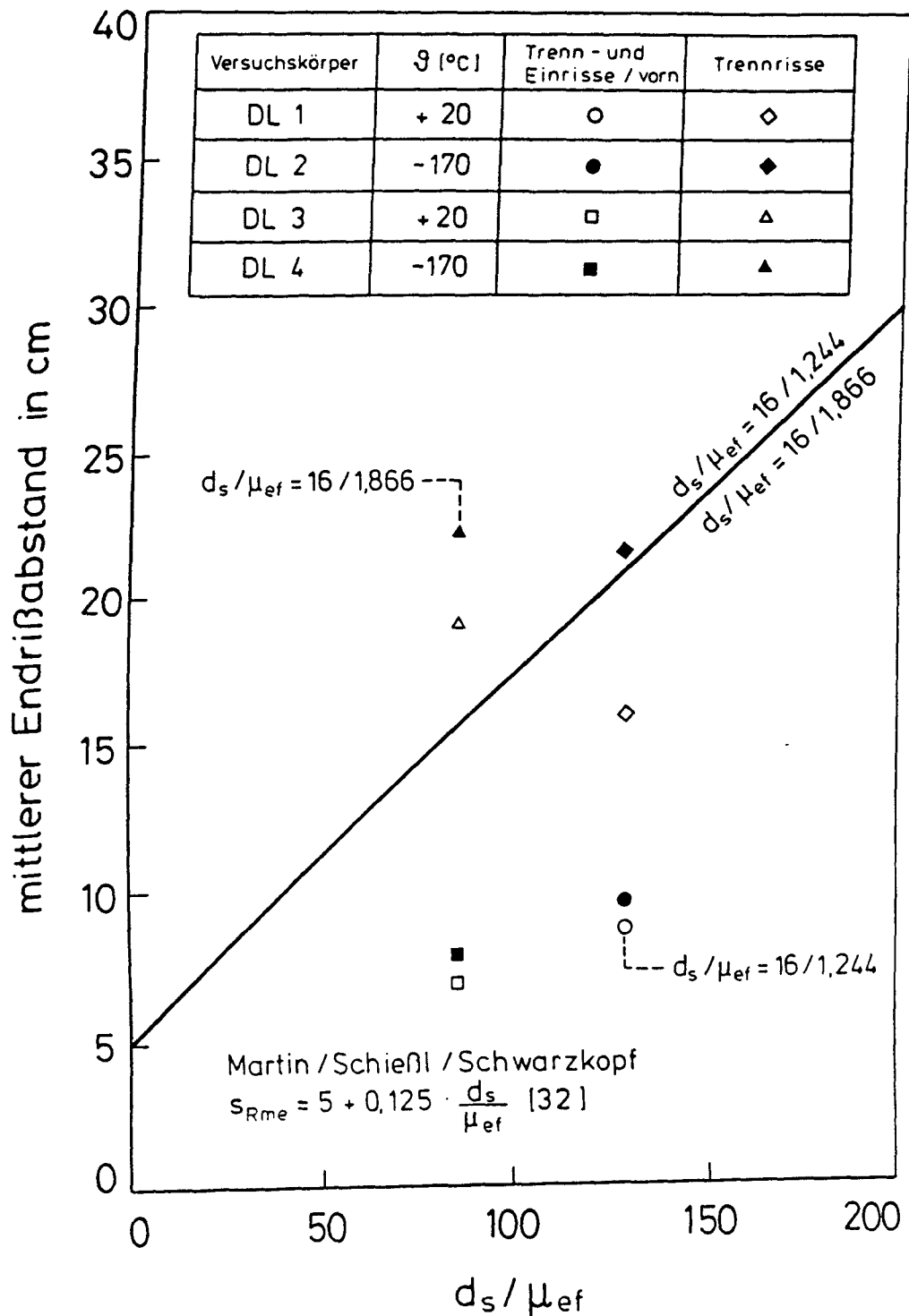


Bild 5.56: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Temperatur;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.39)

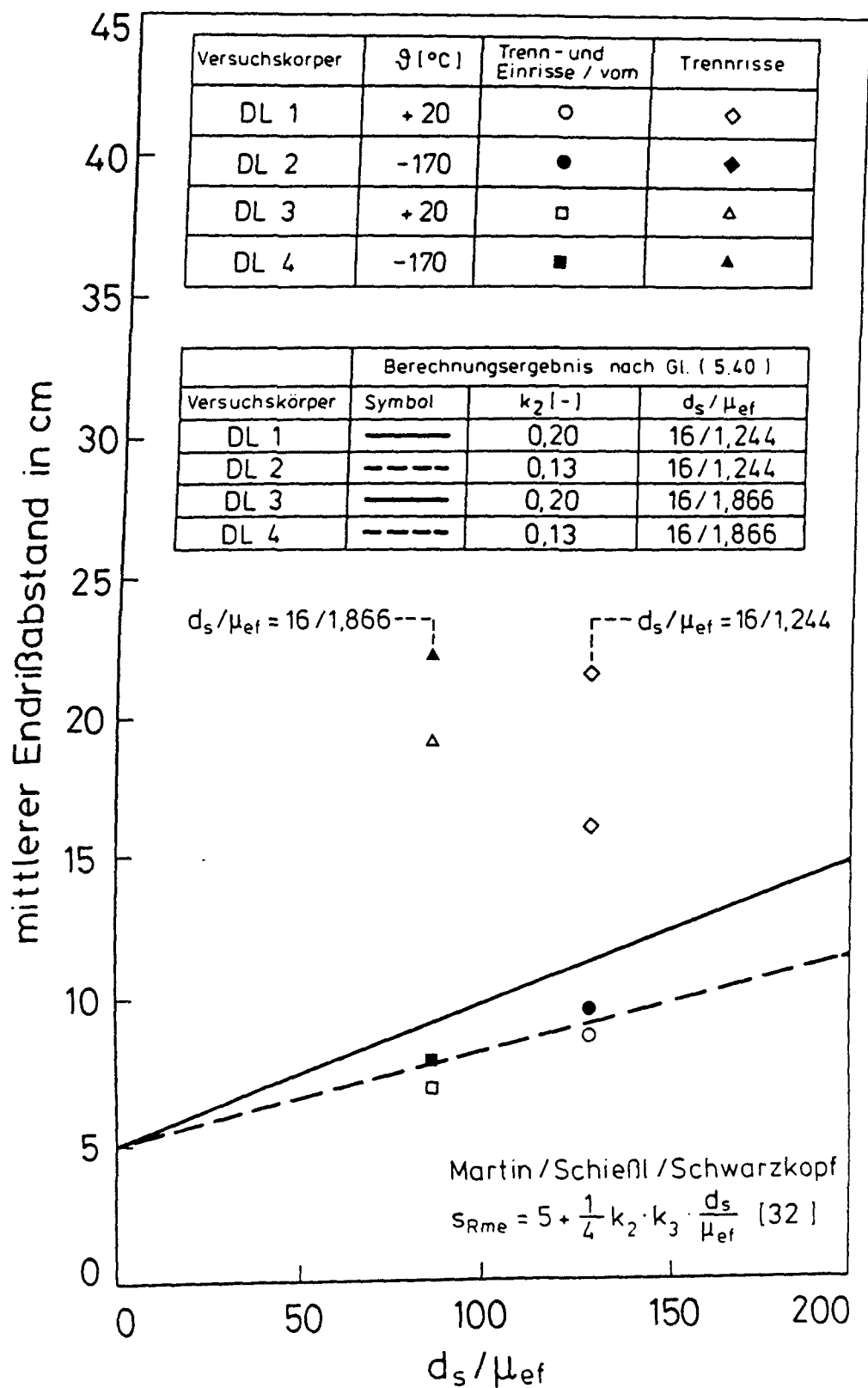


Bild 5.57: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Temperatur; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.40)

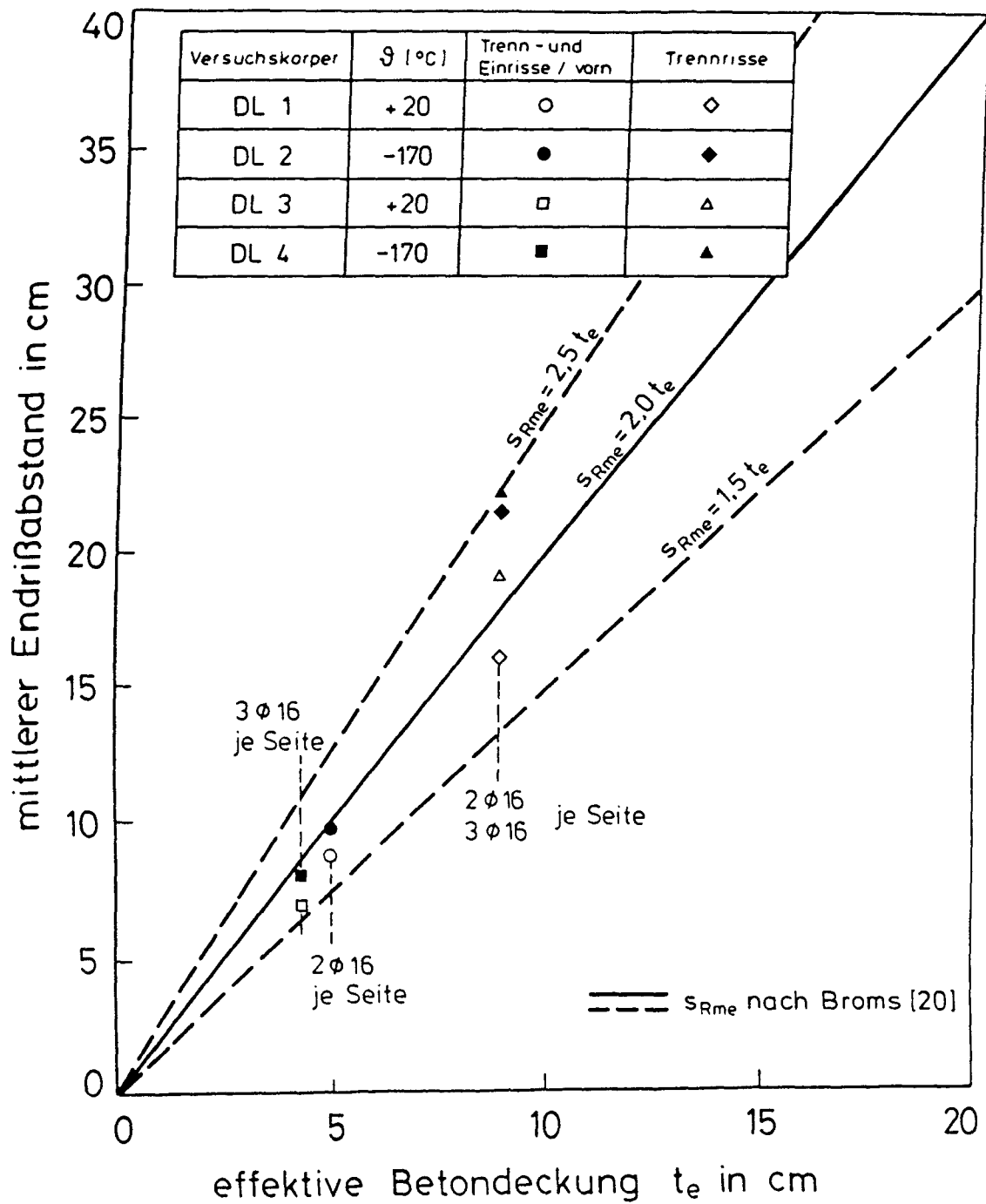


Bild 5.58: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.41)

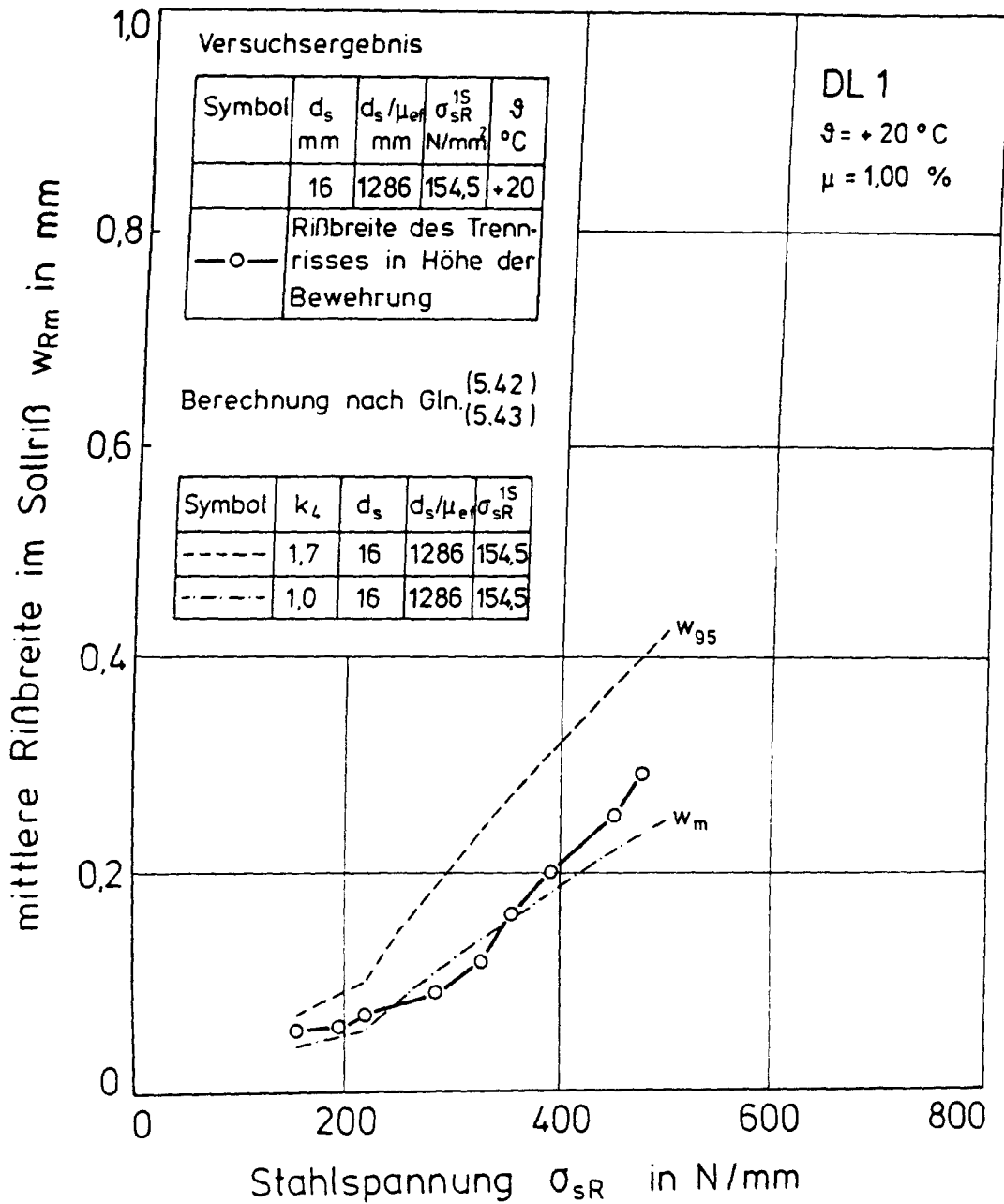


Bild 5.59: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers DL1;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

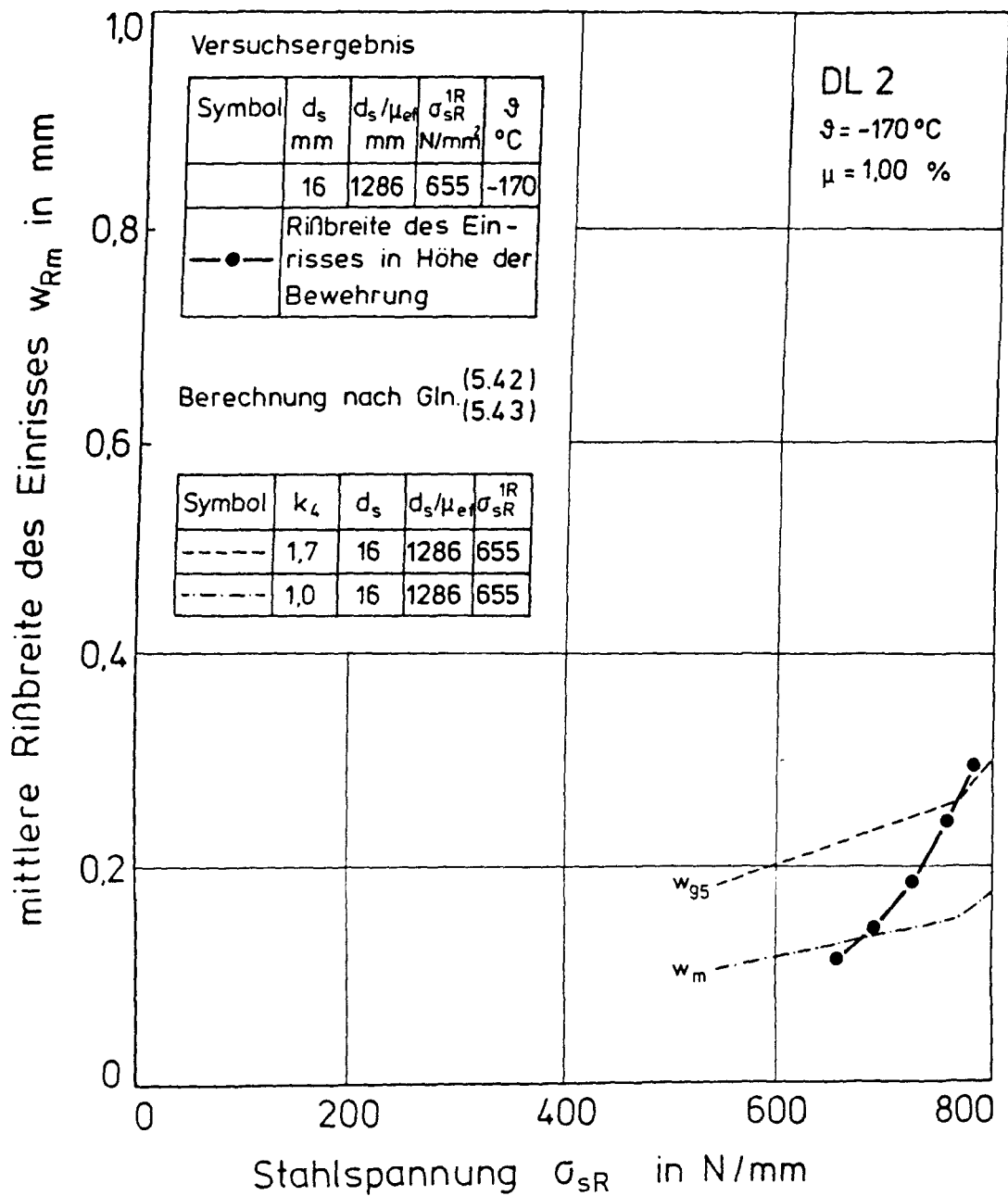


Bild 5.60: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers DL2;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

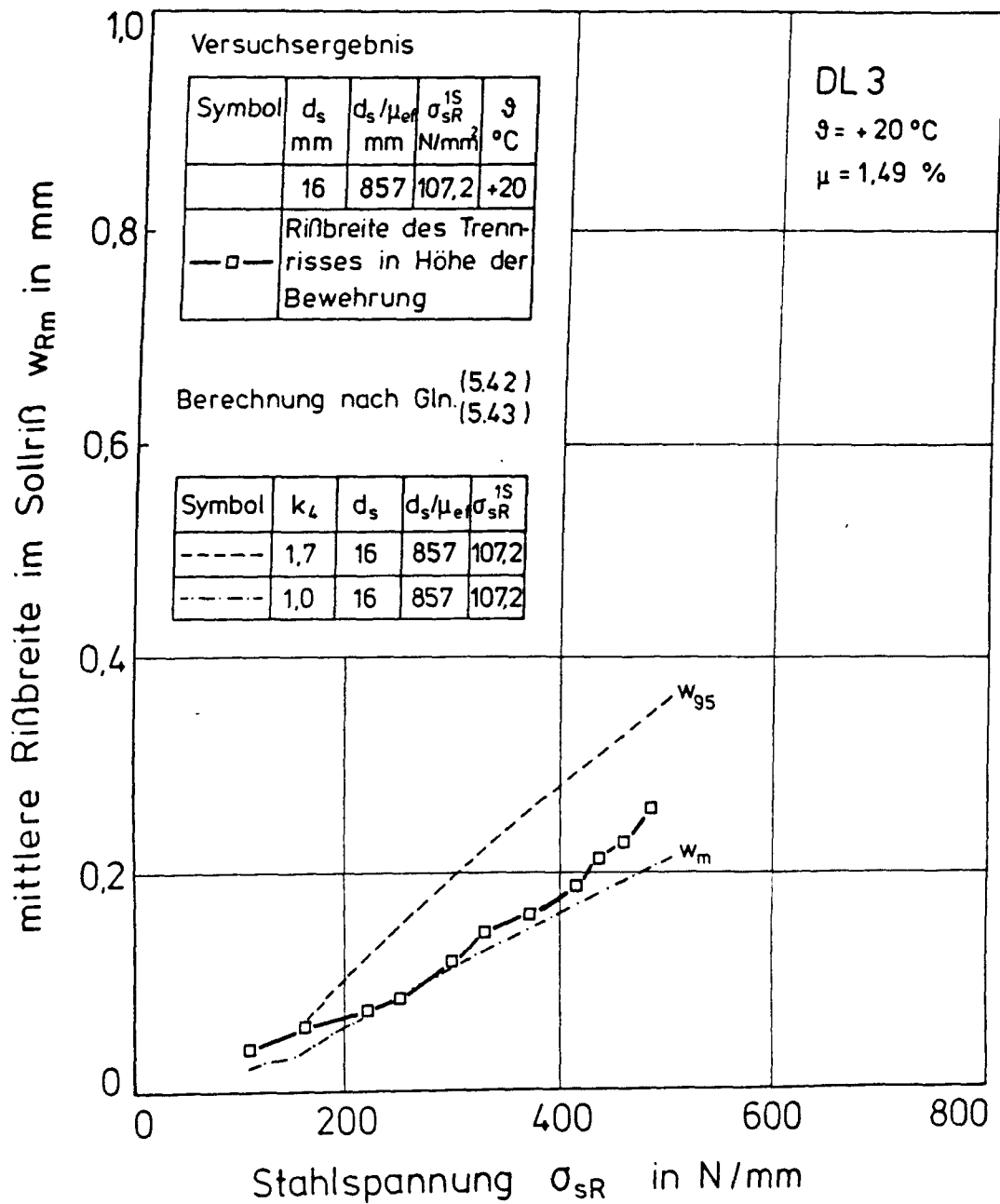


Bild 5.61: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers DL3;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

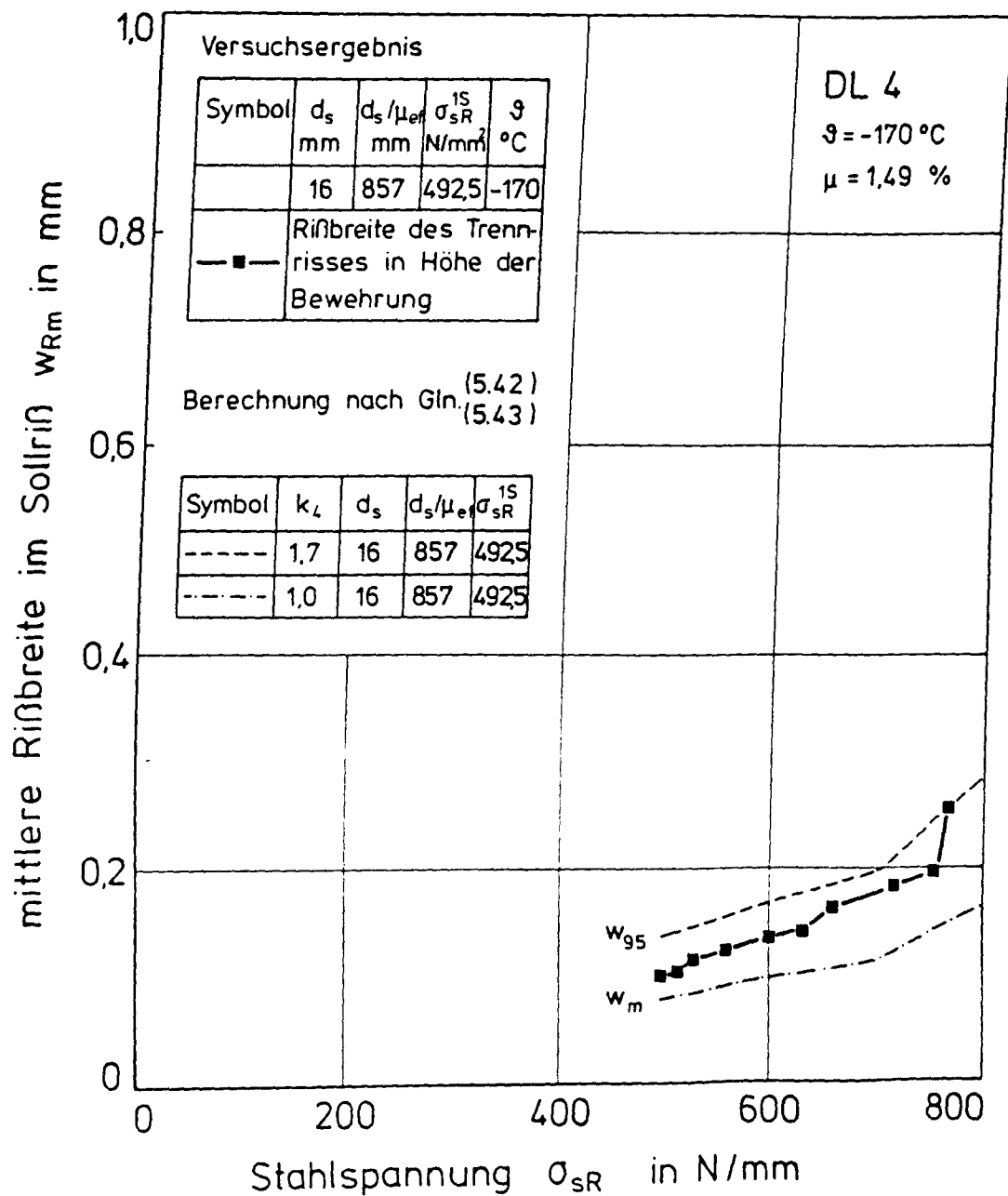


Bild 5.62: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers DL4;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis